

COMPRESSIBILIDADE UNIDIMENSIONAL DA ARGILA CINZA DO  
RIO DE JANEIRO EM BOTAFOGO

MARIA HENRIQUETA CUNHA CORREIA

Tese submetida ao Corpo Docente da Coordenação dos Programas de  
Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de  
Janeiro como parte dos requisitos necessários para a obtenção do  
grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

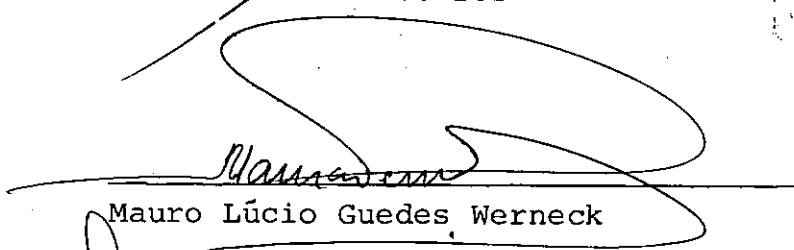
Aprovada por



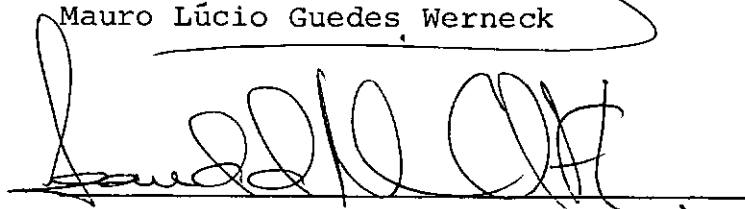
Willy Alvarenga Lacerda  
(Orientador)



Márcio Miranda Soares



Mauro Lúcio Guedes Werneck



Leandro Costa Filho

Rio de Janeiro, RJ - Brasil

Novembro de 1981

CORREIA, MARIA HENRIQUETA CUNHA

Compressibilidade unidimensional da argila cinza do Rio de Janeiro em Botafogo [Rio de Janeiro] 1981.

xvii, 160<sup>2</sup> p.

Tese: Mestre em Ciências (Engenharia Civil)

1. Compressibilidade
2. Oedômetros
3. Pressão-neutra
4. Teses.

I. COPPE/UFRJ

II. Título (série)

À minha mãe  
Ao meu pai\*  
Ao meu irmão

\* *In memoriam*

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Willy Alvarenga Lacerda pela orientação e amizade,

Ao Prof. Marcio Miranda Soares pelo incentivo,

À Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, através do departamento de Engenharia Civil, pela possibilidade de utilização de seu laboratório de solos e, em especial, ao Prof. Leandro da Costa Filho pelas críticas e sugestões e ao Prof. Sérgio Fontoura.

À Janine de Carvalho, Fernando Danzinger, Bernadete Ragoni Danzinger, Fernando Fusaro, Camilo Borges Neto e João Dimas Pinto Salgado pela grande amizade.

À Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro

Ao CNPq pela ajuda financeira

À Eni S. Gonçalves pela datilografia

Ao Sebastião Gilmar Fernandes pelos desenhos.

## RESUMO

Este trabalho foi desenvolvido com o intuito de verificar as características de compressibilidade de um solo submetido a um processo de adensamento provocado por alívio de pressões (rebaixamento de lençol confinado). Utilizou-se para isto o oedômetro hidráulico WF 24500 que permite a aplicação de contra-pressão e medição de pressão neutra na face não drenada da amostra. Comparam-se os parâmetros de compressibilidade obtidos em laboratório com os obtidos no campo.

É apresentado um método de cálculo que através dos dados de deformação específica versus logaritmo da pressão efetiva, define a curva coeficiente de compressibilidade volumétrica contra logaritmo da pressão efetiva. Este método facilita uma previsão teórica da curva  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ , mostrando o maior ou menor grau de amolgamento da amostra, e permitindo uma estimativa da pressão de pré-adensamento.

ABSTRACT

This work aims at determining the compressibility characteristics of a soil subjected to consolidation caused by reduction of hydraulic pressure of a confined watertable. The equipment utilized, a hydraulic oedometer manufactured by W. Farrance Co. permitted the use of back pressure and the measurement of porewater pressure on the non-drained surface. Comparisons are made between parameters from laboratory tests and those obtained from in situ observations.

A method is presented for computation of the volumetric compressibility versus effective stress logarithm from the data of the strain-effective stress logarithm curve. Such a method renders it simpler a theoretical prediction of the  $m_v$  versus  $\log \bar{\sigma}_v$  curve revealing the degree of sample disturbance and permitting the estimate of the overconsolidation pressure.

## LISTA DE FIGURAS

- FIGURA 1.1 - Situações típicas de carregamento devido ao alí  
vio de pressões neutras e rebaixamento do lençol  
freático.
- FIGURA 1.2 - Alívio de pressões registrado durante a execução  
da galeria do Metrô-Rio nas imediações da esta  
ção de Botafogo.
- FIGURA 2.1 - Perfil geotécnico do bloco 45, lote 9, do Metrô  
Rio.
- FIGURA 3.1 - Teoria de adensamento modificada
- FIGURA 4.1 - Desenho esquemático da prensa tipo Bishop utili  
zada em ensaios convencionais.
- FIGURA 4.2 - Célula de adensamento pressurizada hidraulicamente  
WF 24500.
- FIGURA 4.3 - Calibração das células convencionais 86 e 87
- FIGURA 4.4 - Calibração do oedômetro hidráulico WF 24500
- FIGURA 4.5 - Dados de deformação x tempo de segunda calibração

FIGURA 4.6 - Sequência de aplicação de incrementos de pressão nos ensaios de adensamento convencionais.

FIGURA 4.7 - Sequência de aplicação de incremento de pressão nos ensaios realizados no oedômetro hidráulico.

FIGURA 4.8 - Dados de  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$  e  $\log K \times \epsilon_v$  correspondentes ao ensaio 3 convencional

FIGURA 4.9 - Dados de  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$  e  $\log K \times \epsilon_v$  correspondentes ao ensaio 8 convencional.

FIGURA 4.10 - Curvas de  $e \times \log \bar{\sigma}_v$  e  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$

FIGURA 4.11 - Dados de  $\epsilon_v \times \log t$  correspondentes ao ensaio 3

FIGURA 4.12 - Dados de  $\epsilon_v \times \log t$  correspondentes ao ensaio 8

FIGURA 4.13 - Dados de  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$  correspondentes ao ensaio 6.

FIGURA 4.14 - Dados de  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $\epsilon_v \times \log K$  e  $\epsilon_\alpha \times \log \bar{\sigma}_v$  correspondentes ao ensaio 1.



FIGURA 4.15 - Idem ensaio 4

FIGURA 4.16 - Idem ensaio 2

FIGURA 4.17 - Idem ensaio 5

FIGURA 4.18 - Idem ensaio 7

FIGURA 4.19 - Dados de  $\epsilon_v \times \log t$  e  $u_T/\Delta\sigma_v \times \log t$  correspondentes ao ensaio 1

FIGURA 4.20 - Idem ensaio 2

FIGURA 4.21 - Idem ensaio 4

FIGURA 4.22 - Idem ensaio 5

FIGURA 4.23 - Idem ensaio 6

FIGURA 4.24 - Idem ensaio 7

FIGURA 4.25 - Dados de compressão secundária  $\epsilon_\alpha$  versus histórico de Tensões.

FIGURA 4.26 - Influência do medidor de volume na leitura de poro-pressões

FIGURA 4.27 -- Dados de  $\epsilon_a = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \log t} \times \bar{\sigma}_v$

FIGURA 4.28 - Verificação da tensão absorvida pela membrana no WF 24500

FIGURA 4.29 - Dados de pressão x deslocamento obtidos na terceira calibração.

FIGURA 4.30 - Dados de dissipação de pressões neutras na face não drenada obtidos no ensaio 6.

FIGURA 5.1 - Cálculo do coeficiente de compressibilidade volumétrica.

FIGURA 5.2 -- Valores de  $m_v = f(\log \bar{\sigma}_v)$  para  $a = \text{constante}$

FIGURA 5.3 - A influência do modo de cálculo na curva  $m_v \times \bar{\sigma}_v$

FIGURA 5.4 - Exemplo de uma argila sensível

FIGURA 5.5 - Influência do amolgamento na curva  $m_v \times \bar{\sigma}_v$

FIGURA 5.6 - Influência da expansão da amostra na curva  $m_v \times \bar{\sigma}_v$

FIGURA 5.7 - Influência da perturbação devido à amostragem em uma argila sensível

- FIGURA 6.1 - Razão entre excesso de poro pressão inicial e incremento de pressão aplicado.
- FIGURA 6.2 - Coeficientes de adensamento obtidos através dos dados de deformação  $\sigma_v \times \log t$  das amostras ensaiadas no oedômetro hidráulico.
- FIGURA 6.3 - Dados experimentais de dissipação de pressões neutras versus curvas teóricas segundo Terzaghi.
- FIGURA 6.4 - Uma tentativa de previsão teórica das curvas de deformação versus tempo através dos dados de dissipação de pressões neutras.
- FIGURA 6.5 - Idem para a argila do rio Sarapuí.
- FIGURA 6.6 - Estimativa da deformação devido à compressão secundária.
- FIGURA 6.7 - Influência da espessura da amostra segundo Ladd et al e dados experimentais e teóricos para amostras de diversas alturas segundo Berre e Iversen.

LISTA DE SÍMBOLOS

A	-	Área
A	-	Parâmetro de pressão neutra de Skempton
$a_v$	-	Coefficiente de compressibilidade
B	-	Parâmetro de pressão neutra de Skempton
C	-	Parâmetro de pressão neutra quando há confinamento lateral
$C_c$	-	Índice de compressão
$C_R$	-	Índice de recompressão
$C_s$	-	Índice de expansão
$C_w$	-	Compressibilidade da água
$C_s$	-	Compressibilidade da estrutura do solo
CR	-	Razão de compressão
$C_v$	-	Coefficiente de adensamento
$C_\alpha$	-	Coefficiente de compressão secundária $\Delta e / \Delta \log t$
$\bar{c}$	-	Intercepto de coesão baseado em tensões efetivas
D	-	Módulo confinado
$d_i$	-	Leitura inicial do extensômetro
$d_o$	-	Leitura inicial do extensômetro corrigida para 0% de adensamento
$d_{90}, d_{100}$	-	Leitura do extensômetro a 90% e 100% de adensamento
E	-	Módulo de Young
e	-	Índice de vazios

$e_o$	-	Índice de vazios inicial
$F$	-	Força
$h$	-	Umidade natural
$h_d$	-	Altura de drenagem
$h_p$	-	Umidade correspondente ao limite de plasticidade
$h_L$	-	Umidade correspondente ao limite de liquidez
$i$	-	Gradiente hidráulico
$K$	-	Coefficiente de permeabilidade
$K$	-	Coefficiente de empuxo
$K_o$	-	Coefficiente de empuxo no repouso
$m_v$	-	Coefficiente de compressibilidade volumétrica
$NA_i, NA_f$	-	Níveis d'água iniciais e finais respectivamente
$\bar{p}_o$	-	Pressão efetiva vertical devido ao peso de solo sobrejacente
RPA	-	Razão de pré-adensamento
RR	-	Razão de recompressão
$r$	-	Recalque
$r_t$	-	Recalque por adensamento a um tempo $t$ .
$r_\infty$	-	Recalque por adensamento correspondente a um tempo <u>in</u> finito
$S_u$	-	Resistência ao cisalhamento não drenado
SPT	-	Índice de resistência à penetração
$T$	-	Fator tempo

$T'$	-	Fator tempo modificado
$t$	-	tempo
$t_{50}$ e $t_{90}$	-	Tempo correspondente a 50 e 90% de adensamento
$t_p$	-	Tempo correspondente ao final da compressão primária
$U$	-	Percentagem de adensamento
$U_z$	-	Percentagem de adensamento em função da profundidade
$\bar{U}$	-	Percentagem média de adensamento
$U_H$	-	Percentagem de adensamento segundo as leituras de <u>pres</u> são neutra
$\bar{U}_p$	-	Percentagem média de adensamento segundo as leituras de pressão neutra
$\bar{U}_R$	-	Percentagem média de adensamento segundo as leituras de deformação
$U_T$	-	Percentagem de adensamento no topo da amostra
$u$	-	Pressão neutra a uma profundidade $z$
$u$	-	Excesso de pressão neutra a uma profundidade $z$
$u_o$	-	Pressão neutra inicial
$u_o$	-	Excesso de pressão neutra inicial
$u_{ss}$	-	Pressão neutra com fluxo estacionário estabelecido
$u_T$	-	Excesso de pressão neutra no topo
$z$	-	Profundidade
$\gamma$	-	Peso específico
$\gamma_n$	-	Peso específico na umidade natural

$\gamma_{\text{sat}}$	-	Peso específico saturado
$\gamma_{\text{sub}}$	-	Peso específico submerso
$\gamma_w$	-	Peso específico da água
$\delta_g$	-	Peso específico dos grãos
$\Delta$	-	Incremento (por exemplo $\Delta \bar{\sigma}_v$ , $\Delta e$ )
$\epsilon_v \%$	-	Deformação vertical específica
$\epsilon_{\text{vol}} \%$	-	Deformação volumétrica
$\epsilon_\alpha$	-	Coeficiente de compressão secundária
$\sigma$	-	Pressão total
$\sigma_v$	-	Pressão vertical total
$\bar{\sigma}$	-	Pressão efetiva
$\bar{\sigma}_i, \bar{\sigma}_f$	-	Pressão efetiva vertical inicial e final
$\bar{\sigma}_v, \bar{\sigma}_h$	-	Pressão efetiva vertical e horizontal
$\bar{\sigma}_{\text{vm}}$	-	Pressão de pré-adensamento
$\sigma_1, \sigma_3$	-	Tensões normais aos planos principais
$\tau$	-	Tensão cisalhante
$\bar{\phi}$	-	Ângulo de atrito baseado em tensões efetivas
$\frac{\partial \sigma_v}{\partial t}$	-	Taxa de variação de carregamento com o tempo

## ÍNDICE

### 1. INTRODUÇÃO

- 1.1 - Situação da tese no programa de pesquisa da Coppe junto ao Metrô do Rio de Janeiro
- 1.2 - Objetivos do Estudo

### 2. ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- 3.1 - Introdução
- 3.2 - Teoria de Adensamento de Terzaghi
- 3.3 - Compressão Secundária
- 3.4 - Parâmetros mais usuais na definição da compressibilidade unidimensional
- 3.5 - Modificação da estrutura do solo com os deslocamentos
- 3.6 - Pesquisas mais recentes com a utilização de outros oedômetros que não os convencionais
- 3.7 - Teoria de Adensamento Modificada
- 3.8 - Influência da Amostragem
- 3.9 - Conclusões

### 4 - INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

- 4.1 - Equipamento e Instrumentação
- 4.2 - Resumo dos Resultados de Ensaios



4.3 - Influência da Elasticidade da Membrana  
nos Resultados de Ensaaios

4.4 - Outras Possíveis Fontes de Erro nas Medições

4.5 - Conclusões

## 5 - ESTUDO DO COEFICIENTE DE COMPRESSIBILIDADE VOLUMÉTRICA

5.1 - Introdução

5.2 - Cálculo do  $m_v$  a partir da curva  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$

5.3 - Argilas sensíveis

5.4 - Influência do Amolgamento

5.5 - Conclusões

## 6 - ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1 - Introdução

6.2 - Parâmetro B de Pressão Neutra

6.3 - Uma Tentativa de Previsão Teórica das  
Curvas de Deformação Versus Tempo Através de Dados de Dissipação de Pressões

6.4 - Análise da Dissipação de Pressões Neutras

6.5 - Influência da Espessura da Amostra

6.6 - Análise do Coeficiente de Adensamento

6.7 - Comparação dos dados de laboratório com  
os dados de campo

## 7 - CONCLUSÕES

## 8 - REFERÊNCIAS E BIBLIOGRAFIA

## 1. INTRODUÇÃO

1.1 - Situação da Tese no Programa de Pesquisa da Coppe  
Junto ao Metrô do Rio de Janeiro

1.2 - Objetivos do Estudo

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 - Situação da tese no programa de pesquisa da COPPE junto ao Metrô do Rio de Janeiro.

O presente trabalho compõe um programa de pesquisa iniciado pela prestação de serviços da COPPE ao METRÔ-RIO de onde se retiraram dados e material para o desenvolvimento de várias teses, incluindo uma de doutorado SOARES(1981) e nove de mestrado.

### 1.2 - Objetivos do Estudo.

Na figura 1.1 tem-se duas situações típicas de carregamento provocado por rebaixamento. Verifica-se que, nesses casos, são gerados excessos de pressões neutras <sup>(1)</sup> sem que haja variação inicial apreciável de pressões totais. Antes do rebaixamento as pressões na água são hidrostáticas. Após a completa dissipação do excesso de pressões neutras, que na figura estão representadas por áreas triangulares hachuradas permanece um fluxo estacionário que no caso (a) é da camada permeável inferior para a superior e no caso (b) o inverso. Supõe-se que o peso específico úmido do solo da camada superior não varia durante o processo (caso (a)).

---

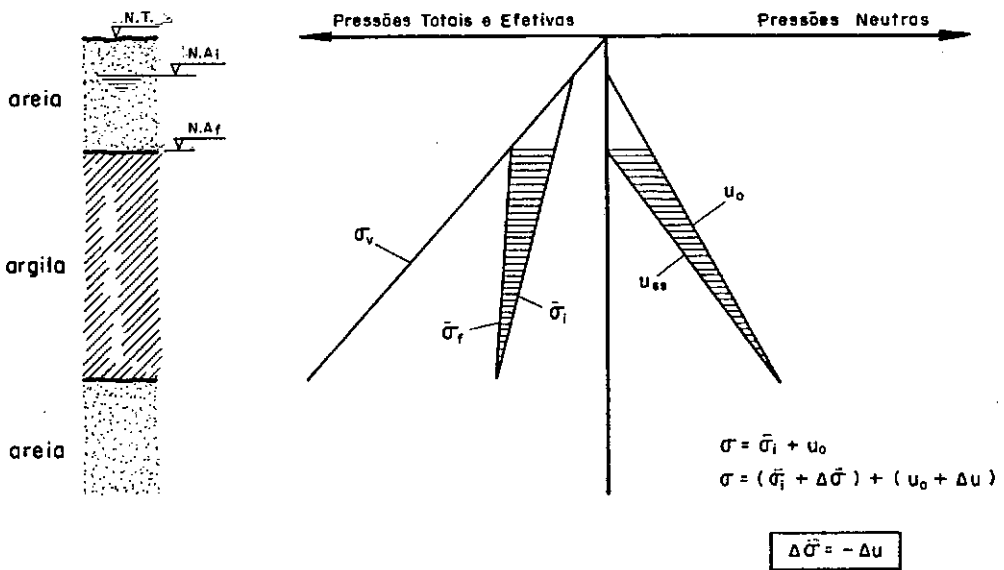
(1) Neste caso, em particular, os excessos de pressões neutras são referidos ao diagrama de pressões neutras após se estabelecer o fluxo estacionário.

A idéia principal ao, aqui, se utilizar um oedômetro hidráulico era obter resultados de ensaios que simulassem o caminho de tensões de um elemento de solo no campo, sujeito a um processo de carregamento provocado por rebaixamento. No ensaio convencional não se poderia provocar um acréscimo de pressões efetivas pela diminuição da pressão da água no interior da amostra e nem se obter dados sobre o coeficiente de adensamento ou melhor, dados sobre a velocidade de deformação para pequenos incrementos de carga na região próxima à pressão de pré-adensamento. Para pequenos incrementos de pressão, como se sabe, a curva deformação versus logaritmo do tempo não tem a forma típica como a desenvolvida segundo a teoria de adensamento de Terzaghi, pois a compressão secundária mascara a compressão primária e não se pode caracterizar o fim do processo de dissipação do excesso de pressões neutras e, assim, definir um coeficiente de adensamento.

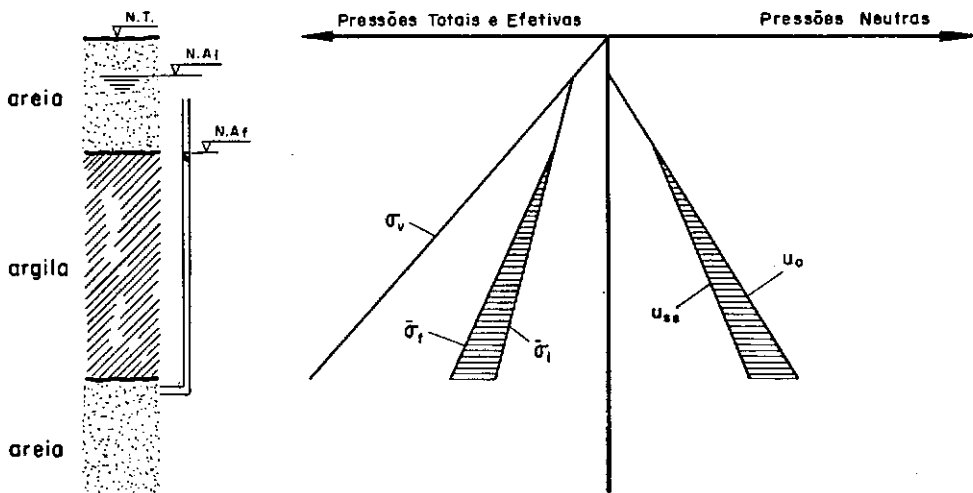
Na figura 1.2 apresentam-se estimativas (Colunas 1 e 2) da razão de carregamento provocado pelo alívio de pressões durante a execução da galeria do METRÔ próximo a estação de Botafogo no período de Maio a Dezembro de 1978. A razão de pré-adensamento foi estimada uniforme <sup>(1)</sup> igual a 1.8 para toda a camada. É importante ressaltar os baixíssimos valores de razão de carregamento e, também, a não uniformidade dos mesmos ao longo da camada.

---

(1) Tipicamente, o OCR apresenta-se mais elevado no topo da camada decrescendo e tomando, à seguir, um valor aproximadamente constante.

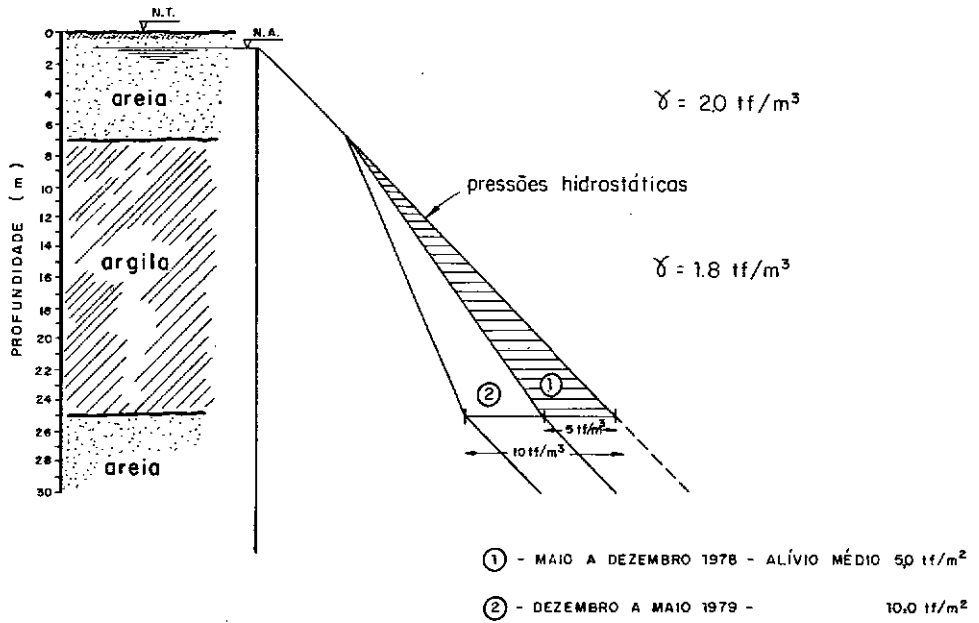


a) Rebaixamento do lençol freático.



b) Alívio de pressões hidrostática no lençol inferior.

FIG. 1.1 - SITUAÇÕES TÍPICAS DE CARREGAMENTO DEVIDO AO ALÍVIO DE PRESSÕES NEUTRAS E REBAIXAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO.



PROFUNDIDADE (m)	( MAIO A DEZEMBRO ) ALÍVIO - $\Delta p$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_v$ (tf/m <sup>2</sup> )	COLUNA 1 $\frac{\Delta p}{\bar{\sigma}_{v0}}$	COLUNA 2 RPA estimado = 1,8 $\frac{\Delta p}{1,8 \bar{\sigma}_{v0}}$
8	0,3	8,8	0,03	0,02
10	0,8	10,4	0,08	0,04
12	1,4	12,0	0,12	0,07
14	1,9	13,6	0,14	0,08
16	2,5	15,2	0,16	0,09
18	3,0	16,8	0,18	0,10
20	3,6	18,4	0,20	0,11
22	4,2	20,0	0,21	0,12
24	4,7	21,6	0,22	0,12

FIG. 1.2 - ALÍVIO DE PRESSÕES REGISTRADO DURANTE A EXECUÇÃO DA GALERIA DO METRÔ-RIO NAS IMEDIAÇÕES DA ESTAÇÃO DE BOTAFOGO .

## 2. ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

## CAPITULO II

### ASPECTOS GEOLÓGICOS - GEOTÉCNICOS

Segundo ANTUNES (1978) duas feições morfológicas são bem distintas na costa do estado do Rio de Janeiro: a Serra do Mar e a Planície Costeira.

A Serra do Mar prolonga-se através de todo o estado, sendo que, a região mais elevada localiza-se ao norte da cidade do Rio de Janeiro e em toda a sua extensão existem declives abruptos voltados para o oceano. A Serra dos Órgãos pertencente à Serra do Mar é um bloco falhado, modelado pela erosão que apresenta elevada precipitação<sup>(1)</sup>.

A planície costeira, estendendo-se entre a cadeia de montanhas da Serra do Mar e o Litoral, apresenta uma topografia plana e contém lagoas, lagunas e mangues.

A região constitui-se, então, de formações geológicas de quatro épocas<sup>(2)</sup>. A formação QUATERNÁRIA é representada por sedimentos fluvio-marinhos, restingas e aluviões flu

---

(1) O estado do Rio de Janeiro apresenta, de modo geral, gradientes pluviométricos acentuados. Este fato decorre, também da orientação imposta pelo sistema orográfico, no caso a Serra do Mar.

(2) Pré-cambriano, Cretácio Terciário, terciário, Quaternário.



viais. Quando o ambiente é marinho os sedimentos dão origem às argilas moles de cor acinzentada a preta devido à matéria orgânica<sup>(3)</sup>.

Esses sedimentos apresentam concentrações variáveis de sais solúveis, principalmente sob a forma de cloretos e sulfatos. ANTUNES (1978) indica para as argilas moles da baía xada fluminense uma concentração salina de 1.1 a 8.5 gf/l e 4.1 a 6.4 para a percentagem de matéria orgânica. Ressalta-se, ainda, que a floculação depende da concentração salina e do tipo de sal.

LAMBE (1969) menciona que uma concentração salina de 35 gf/l é o correspondente a um ambiente marinho típico. ANTUNES (1978) diz que uma redução na concentração salina até o valor de 15 gf/l não causa alterações sensíveis nas propriedades geotécnicas, sendo que, abaixo deste, pequenas variações causam alterações apreciáveis. A redução da concentração salina devido à lixiviação pode ser um dos fenômenos geradores da sensibilidade das argilas.

A figura 2.1 mostra o perfil geotécnico do bloco 45 lote 9, METRÔ-RIO, localizado em Botafogo (LINS e LACERDA,

---

(3) Classificam-se como matéria orgânica dois tipos de materiais: (1) partículas de madeiras e restos de folhas, (2) moléculas e macromoléculas orgânicas adsorvidas na superfície dos argilo-minerais.

1980). Distinguem-se duas camadas de areia e quatro camadas argilosas, compostas por sedimentos fluvio-marinhos quaternários com valvas.

Os ensaios deste trabalho foram executados em corpos de prova obtidos de amostras "indeformadas" tipo bloco retiradas do bloco 45, lote 9 do METRÔ-RIO a uma profundidade de 10 m.

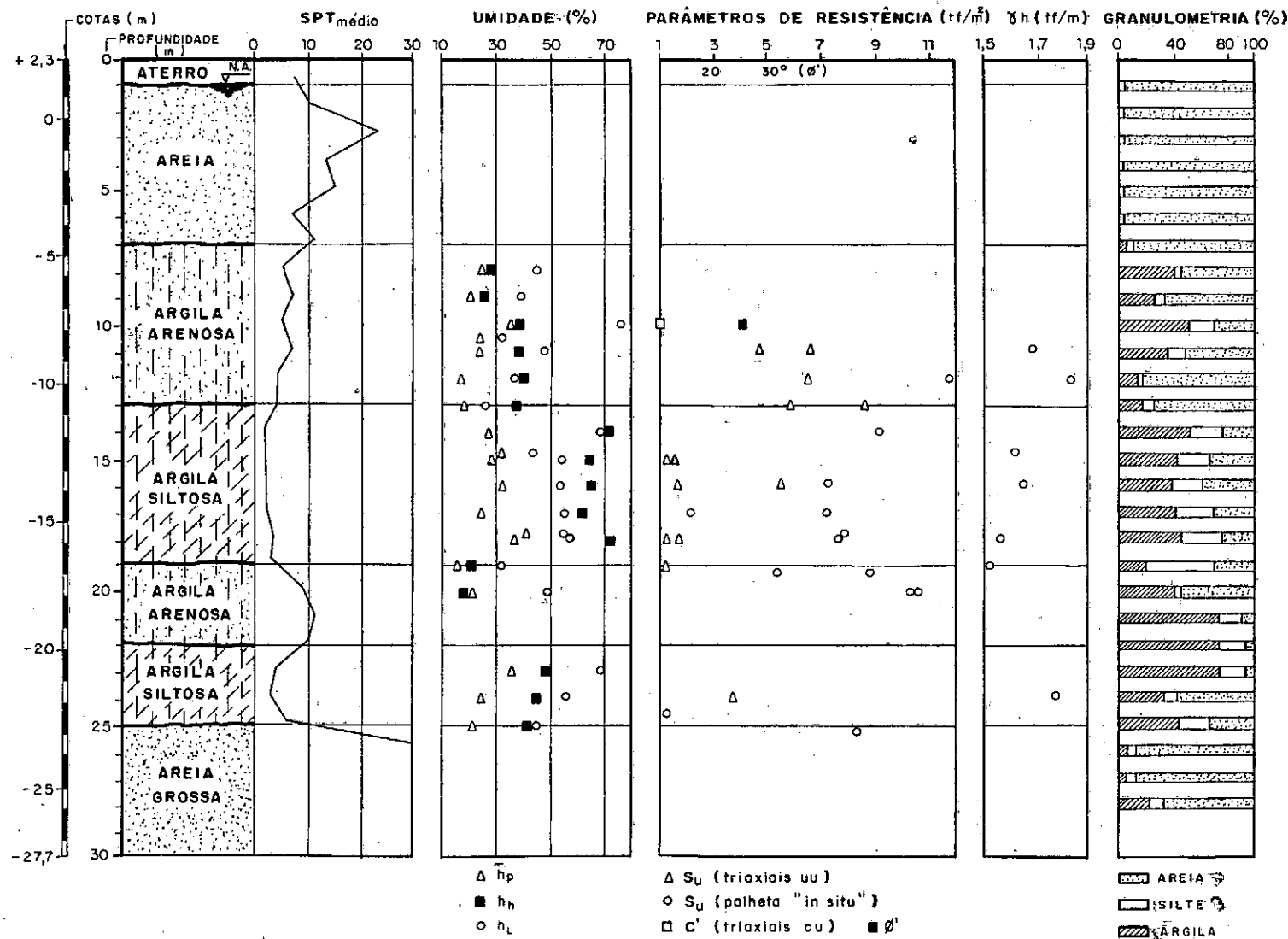


FIG. 2.1 - PERFIL GEOTÉCNICO DO BLOCO 45, LOTE 09, METRÔ-RIO ( Apud Lins e Lacerda, 1980 ).

### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 - Introdução

3.2 - Teoria de Adensamento de Terzaghi

3.3 - Compressão Secundária

3.4 - Parâmetros mais Usuais na Definição da Compressibilida  
dade Unidimensional

3.5 - Modificação da Estrutura do Solo com os Deslocamentos

3.6 - Pesquisas mais Recentes com a Utilização de Outros  
Oedômetros que não os Convencionais

3.7 - Teoria de Adensamento Modificada

3.8 - Influência da Amostragem

3.9 - Conclusões

### CAPITULO III

#### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

##### 3.1 - Introdução

A presente revisão bibliográfica atem-se à compressão unidimensional de solos finos saturados. Maior ênfase é dada à teoria unidimensional de Terzaghi e ao fenômeno de compressão secundária.

A pressão de quase pré-adensamento ou pressão de pré-adensamento aparente ou pressão crítica é também mencionada, sendo um dos primeiros trabalhos e talvez o mais significativo sobre o assunto o de Bjerrum (1967).

Abordam-se alguns equipamentos de ensaio desenvolvidos mais recentemente com o intuito de estudar o problema da compressibilidade unidimensional de solos finos e melhorarar as previsões baseadas em ensaios de laboratório, até hoje consideradas como pouco satisfatórias.

Comenta-se a idéia compartilhada por diversos autores, dentre os quais Crawford, Leonards, Altschaeffl, Ladd, Mesri e Godlewski, de que a compressão do solo é um processo contínuo e a divisão entre compressão primária e secundária é completamente arbitrária.

Alerta-se para o fato citado por Crawford e Lowe III, dentre outros, de que a velocidade de compressão em laboratório é muito baixa.

ratório é alguns milhões de vezes maior que a velocidade de campo e que isso causa muitas dificuldades na previsão de recalques baseada em ensaios de laboratório.

Finalizando notifica-se que Berre e Iversen (1972) citam a teoria de Barden e a de Gibson e Lo como teorias típicas dentre as que incluem a compressão primária e secundária, e ressaltam que as mesmas têm algumas imperfeições.

### 3.2 - Teoria Unidimensional de Terzaghi

#### 3.2.1 - Introdução

Na natureza, a consolidação de sedimentos é um processo de compressão unidimensional<sup>(1)</sup>, pois, durante a deposição e dissipação de pressões neutras, presume-se que sejam nulas as deformações laterais. Isto já não acontece em muitos problemas de engenharia de estados planos de deformação envolvendo fenômenos de compressibilidade e velocidade de deformação<sup>(2)</sup>. No entanto, muitas previsões são aproximadas ou usam como base a teoria de Terzaghi publicada em 1925<sup>(3)</sup>.

---

(1) A deformação de uma camada de baixa permeabilidade devido ao alívio de pressões na camada permeável inferior (como executado em alguns trechos do Metrô do RIO) se aproxima muito do fenômeno de compressão unidimensional.

(2) A princípio faz-se referência apenas a solos sedimentares

(3) "Erdbaumechnik", K. Terzaghi, Franz Deuticke, Leipzig and Vienna, 1925.

Desde então, ao longo de mais de meio século, muitos trabalhos têm sido publicados com base em estudos do comportamento do solo "in situ" e em ensaios de laboratório. Mas, até hoje, é ponto comum em todos que as previsões através de ensaios de laboratório raramente concordam com os resultados obtidos "in situ".

### 3.2.2 - O Princípio da Pressão Efetiva

Um solo saturado pode ser analisado como uma estrutura granular compressível, na qual os "vazios" encontram-se preenchidos por um fluido, em geral água, sendo o mesmo e as partículas de solo considerados relativamente incompressíveis.

Se uma amostra do solo saturado é submetida, por exemplo, a uma pressão isotrópica, uma variação de volume deve ocorrer se se permite a água fluir dos poros, ficando, de pois de determinado tempo, todo o acréscimo de pressão suportado pela estrutura do solo. Se a drenagem é impedida selando-se a amostra em uma membrana impermeável, por exemplo, juntamente à aplicação da pressão desenvolvem-se pressões na água dos poros.

As tensões totais, efetivas e neutras relacionam-se segundo a equação simplificada estabelecida por Terzaghi para solos saturados:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

### 3.2.3 - Hipóteses e Limitações da Teoria

Terzaghi, ao elaborar a sua teoria de adensamento fez várias hipóteses: solo homogêneo; completa saturação; compressibilidade dos grãos e do fluido dos poros desprezível; deformações e fluxo unidimensional; validade da lei de Darcy para fluxo em solos;  $H, K$  e  $m_v$  considerados constantes durante a dissipação de pressões neutras; em todos os instantes, em qualquer plano horizontal, a soma das pressões efetivas verticais e o excesso de poro-pressões hidrostáticas  $u$  é igual à pressão vertical aplicada e, finalmente, o "time-lag" do adensamento inteiramente devido à baixa permeabilidade e alta compressibilidade do solo.

Algumas dessas hipóteses são absolutamente corretas para efeitos práticos. No caso de um ensaio de laboratório, por exemplo, garante-se que as deformações e a direção do fluxo são verticais. Por outro lado,  $H$  e  $K$  são constantes apenas como aproximação grosseira. Tratando-se da hipótese de que  $m_v$  é constante comete-se um erro ainda mais significativo, pois o mesmo é aproximadamente constante somente para pequenos intervalos de dissipação de pressões em cada estágio. Não se leva em conta, ainda, o fenômeno da fluência (ou "creep").

Terzaghi chegou à seguinte equação diferencial:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

onde



$$C_v = \frac{k (1 + e)}{a_v \gamma_w}$$

é o chamado coeficiente de adensamento.

Segundo o modelo de Terzaghi, imediatamente após a aplicação do incremento de carga  $\Delta p$  a uma amostra ou depósito de solo saturado, este é transferido para o fluido dos poros, registrando-se como excesso de pressão hidrostática.

Como não há acréscimo de pressões efetivas sem deformação do solo, a água deve ser expulsa<sup>(1)</sup> sendo este fenômeno regulado pela permeabilidade. Nos instantes iniciais, com o surgimento do excesso de pressões hidrostáticas, há um gradiente muito elevado na região próxima à face drenante. Uma carga finita tem lugar em um comprimento pequeníssimo, e pode-se dizer que matematicamente os gradientes nesta região tendem ao infinito. Em um ensaio convencional, onde não há um controle perfeito do início da drenagem, concomitantemente à aplicação da carga, dá-se a dissipação das pressões neutras no solo da região muito próxima à pedra porosa. Lowe III (1974) afirma que "a percentagens de adensamento menores que 20% o excesso de poro-pressões hidrostáticas próximo à face drenante é me

---

(1) A compressibilidade do fluido dos poros e dos grãos de solo é considerada desprezível nesta afirmação. No caso de solo parcialmente saturado uma considerável e rápida variação de volume resulta da alta compressibilidade e solubilidade do ar no fluido dos poros.

nor que o excesso de poro-pressão inicial virtual devido às altas velocidades de deformação".

#### 3.2.4 - Métodos Baseados na Teoria de Adensamento de Terzaghi para Definição do Coeficiente de Adensamento.

São dois os métodos empíricos mais utilizados para definição do coeficiente  $C_v$  de adensamento a partir de ensaios de laboratório segundo a teoria de Terzaghi.

Método da Raiz Quadrada - O conhecido método de ajustamento apresentado por Taylor (1942) utiliza o gráfico de formação versus raiz quadrada do tempo: ver referência para utilização do mesmo.

Método do Logaritmo do Tempo - Apresentado por Casagrande (1936) compara os resultados experimentais de laboratório com a formulação teórica de Terzaghi utilizando uma escala logarítmica para os tempos.

#### 3.2.5 - Alguns Métodos Empíricos Disponíveis para Definição da Pressão de Pré-Adensamento e Reconstrução da Curva de Compressibilidade no Campo.

Dentre os métodos disponíveis para a definição da pressão de pré-adensamento citam-se os propostos por Casa

grande (1936) e Pacheco Silva (1970). Vários autores (Ladd, 1973, Schmertmann, 1955) indicam que a perturbação causada pela amostragem pode alterar significativamente a curva de compressibilidade de forma que, muitas vezes, além de tornar-se difícil a aplicação dos métodos sugeridos, estes fornecerão valores a quém dos valores de campo.

Schmertmann (1955) propõe metodologia para re construção da curva de compressibilidade de campo através de dados de laboratório com o intuito de eliminar a influência da amostragem em solos oriundos de depósitos de argila mole orgânica e inorgânica sedimentares saturados e depósitos moles re sultantes da glaciação. Uma observação feita ao trabalho é que o autor não leva em conta o "envelhecimento" dos depósitos estudados (pg. 1208). Veem-se como incertezas na utilização deste método a definição do índice de vazios inicial "in situ" e a definição da pressão de pré-adensamento.

### 3.3 - Compressão Secundária

#### 3.3.1 - Introdução

Uma das hipóteses na qual se baseia a teoria de Terzaghi é que a relação entre o índice de vazios e a tensão efetiva independe do tempo e variações no índice de vazios são causadas somente pela dissipação dos excessos de pressões neu tras (efeitos hidrodinâmicos).

Note-se que, em certas condições o solo pode ter um comportamento que nem de maneira aproximada corresponde a esta hipótese, pois o mesmo pode deformar-se sem desenvolvimento de pressões neutras significativas. Crawford (1964) encontrou curvas  $e$  x  $\bar{\sigma}_v$  bastante semelhantes para um solo deformado apenas por compressão primária e apenas por compressão secundária.

Taylor (1942) considerou a compressão secundária como produto do amolgamento (destruição da estrutura) introduzido pela deformação referente a compressão primária.

Barden (1969), Leonards e Altschaeffl (1964), Crawford (1964), Ladd et al (1977), Mesri e Godlewski (1977) defendem a idéia de que a compressão do solo é um processo contínuo e que a divisão entre a compressão primária e secundária é arbitrária e depende principalmente do método de carregamento do ensaio.

Ladd et al (1977) e Mesri e Godlewski (1977) afirmam que os mecanismos responsáveis pela deformação são basicamente os mesmos durante a compressão primária e secundária. Assim, todos os mecanismos de variação de volume: de formação, deslizamento e reorientação de partículas, mudança na espessura da dupla camada e distorção dos filmes de água adsorvida, que podem ocorrer durante as variações de tensão efetiva (compressão primária), podem, também, dar-se ao longo do tempo sob tensão efetiva constante. Ladd et al (1977) são de opinião de que as deformações devidas à fluência não

são controladas pelo fluxo viscoso da água como universalmente difundido por vários pesquisadores, que postulam que este fenômeno em solos coesivos pode ser explicado pela viscosidade estrutural de lentes de água adsorvida.

Mesri e Godlewski (1977) relacionando os valores de  $C_\alpha/C_c$  onde  $C_c = -\Delta e / \Delta \log \bar{\sigma}$  e  $C_\alpha = -\Delta e / \Delta \log t$  segundo dados obtidos por diversos autores notaram que  $C_\alpha/C_c$  apresentavam-se entre 0.025 - 0.10 sendo que os valores mais altos de  $C_\alpha/C_c$  correspondiam a solos de teor de matéria orgânica mais elevado.

Há assim, um permanente interesse no desenvolvimento de uma relação mais realista entre tensão-deformação - tempo, principalmente para argilas e turfas. Mas, uma formulação neste sentido é muito complexa pois envolve dois fenômenos diferentes: uma função das propriedades de drenagem e outro função da fluência. Assim, quando carregado, o solo tem as suas deformações retardadas por esses dois fenômenos; se o incremento de carga é pequeno não se desenvolvem pressões neutras significativas e só ocorre compressão secundária. Se, por outro lado, o incremento é razoável, desenvolvem-se pressões neutras e além do retardamento devido à compressão secundária<sup>(1)</sup> ocorre também o retardamento devido ao baixo coeficiente de adensamento do solo.

---

(1) Ver item 3.3.3 sobre mecanismos de compressão secundária.

Segundo Taylor (1942), mesmo quando a "resistência viscosa" é grande a parte inicial da curva experimental aproxima-se bastante da formulação teórica de Terzaghi. Há, então, a tentação de se aplicar a teoria de adensamento diretamente sobre a região da curva experimental classificada de compressão primária (Casagrande) e desta maneira se estimar a velocidade de recalque na massa de solo, classificando a compressão secundária como uma aberração que afeta o final do estágio, somente. Esta hipótese implica em se supor que as forças viscosas não atuam durante a compressão primária. Na realidade elas estão presentes a partir do instante inicial do carregamento e influenciam no formato de toda a curva.

Taylor (1942) diz ainda que o ensaio de laboratório é muito acelerado devido à pequena espessura da amostra e que as "forças viscosas" são, assim, muito maiores que seriam durante o adensamento lento de uma grande massa de solo<sup>(1)</sup>. Extrapolações diretas podem levar a erros consideráveis subestimando a velocidade inicial de recalque e superestimando a velocidade após a dissipação do excesso de pressões neutras.

Crawford (1964) sugere que seja dada mais atenção à medição das características de compressão do solo independentemente do retardamento hidrodinâmico, sendo as mesmas

---

(1) Alguns solos, como as argilas sensíveis. Escandinavas tem uma "viscosidade estrutural" grande, tanto que, mesmo "in situ" a dissipação de pressões neutras é muito rápida e quase todo o recalque é devido à compressão secundária.

investigadas a velocidades mais compatíveis com as de campo.

### 3.3.2 - Definições de Compressão Secundária

Mitchell (1976) define fluência ("creep") como cisalhamento dependente do tempo ("time-dependent shear") e como deformações volumétricas desenvolvidas a uma velocidade controlada pela resistência viscosa da estrutura do solo e que ocorrem tanto sob condições drenadas como não drenadas. Fluência drenada pode ter componentes desviatórias e volumétricas e é assumida dar-se sob condições de pressão efetiva constante. A compressão secundária refere-se ao caso específico de fluência drenada quando as deformações são unidimensionais (estado  $K_0$ ).

### 3.3.3 - Mecanismos Responsáveis pela Compressão Secundária

Barden (1969) classifica em três grandes grupos os mecanismos responsáveis pela compressão secundária apresentados por diversos autores: a) um baseado na viscosidade estrutural das camadas de água adsorvida que retardam as aproximações entre partículas; b) um conceito envolvendo uma estrutura em "castelo de cartas" e ruptura de ligações; c) outro que considera a existência de dois níveis de estrutura, sendo a compressão primária devido à drenagem dos macroporos e a subsequente compressão devido à drenagem dos microporos.

Mesri (1973) afirma que a compressão secundária envolve principalmente deformações das partículas individuais (compressão dos "domains" ou pacotes na argila ou das fibras orgânicas na turfa fibrosa), mais movimentos relativos das partículas individuais em relação umas às outras. Esse conceito implica que solos com elevada compressão primária (alto valor de  $C_c$ ) exibam também, compressões secundárias elevadas.

### 3.3.4 - Diversidade de Parâmetros que Descrevem a Magnitude da Compressão Secundária.

Mesri (1973) alerta para o fato de que diferentes parâmetros são usados por diferentes pesquisadores para descrever o fenômeno de compressão secundária, sendo o coeficiente de compressão secundária o mais usado por ser menos afetado pelas condições de ensaio. Mesmo assim, ele pode ser definido de diferentes modos:

$$S_{\alpha} = \frac{\Delta S}{\Delta \log t} \quad C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad \epsilon_{\alpha} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e}$$

$$\epsilon_{\alpha 0} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_0} \quad \epsilon_{\alpha i} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_i} \quad \epsilon_{\alpha p} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p}$$

onde  $S$  = recalque

$e_0, e_i, e_p$  = índice de vazios no início do ensaio, no início do estágio, no início da relação linear  $\epsilon_x$ . tempo, res



pectivamente.

$S_{\alpha}$ ,  $C_{\alpha}$ ,  $\epsilon_{\alpha}$ ,  $\epsilon_{\alpha 0}$ ,  $\epsilon_{\alpha i}$ ,  $\epsilon_{\alpha p}$  - coeficientes de com  
pressão secundária.

Torna-se importante definir corretamente o parâmetro usado porque permite comparações posteriores de resultados.

No presente trabalho usou-se o parâmetro  $\epsilon_{\alpha i}$ .

### 3.3.5 - Pressão de Quase Pré-Adensamento ou Pressão Crítica ou Pressão de Pré-Adensamento Aparente.

Diversos autores registraram, em solos previamente classificados como normalmente adensados, valores de pressão de pré-adensamento maiores que os decorrentes somente devido ao peso das camadas sobrejacentes. Bjerrum (1967) foi um dos que primeiramente documentou tal fenômeno denominando-o de pressão crítica.

Ressalta-se a importância deste fato no caso de se aplicar pequenos incrementos de pressão pois, assim, pouca ou quase nenhuma variação ocorrerá no índice de vazios até que a pressão de quase pré-adensamento seja excedida.

Vários fatores podem levar a esse acréscimo de pressão de pré-adensamento no campo, sendo que a causa mais frequente e significativa é a compressão secundária. Citam-se

também, os efeitos tixotrópicos e químicos que contrariamente, ao fenômeno de compressão secundária, não necessitam de diminuição de volume para ocorrer.

### 3.4 - Parâmetros Mais Usados na Definição da Compressibilidade Unidimensional do Solo.

A representação gráfica do índice de vazios contra o logarítmo da pressão efetiva de um ensaio oedométrico , introduzida por Terzaghi é muitas vezes preferida por indicar geralmente, uma relação linear na região virgem de pressões . Ladd (1973) pg 14 mostra a definição dos índices de compressibilidade, citando vantagens e desvantagens, tanto para a representação e  $\epsilon \times \log \bar{\sigma}$  ( $C_c$ ,  $C_r$ ,  $C_s$ ) como para  $\epsilon \times \log \bar{\sigma}$  ( $C_R$ ,  $C_{RR}$ ,  $C_{SR}$ ) .

A representação logarítmica perde alguma finalidade numa faixa de pressões onde não se tenha uma relação linear e ou  $\epsilon \times \log \bar{\sigma}$ . Em escala aritmética ter-se-á o coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v = d\epsilon_v/d\sigma$ ) ou coeficiente de compressibilidade ( $a_v = - d\epsilon/d\sigma$ ). Lambe (1969) pg. 157 mostra tabela relacionando entre si os parâmetros ( $a_v$ ,  $m_v$ ,  $D$  e  $C_c$ ) de tensão x deformação para solos confinados lateral - mente.

O capítulo 5 indica como se pode obter o coeficiente de compressibilidade volumétrica  $m_v$  pontualmente através da inclinação da tangente à curva  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$  .

### 3.5 - Modificação da Estrutura do Solo com os Deslocamentos

A estrutura de um solo pode ser significativamente alterada pelos deslocamentos entre partículas. Estes tendem, geralmente, a quebrar as ligações entre as mesmas deixando-as aproximadamente paralelas (estrutura dispersa).

A compressão do solo faz com que partículas próximas formem um arranjo disperso, resultando várias zonas dispersas com orientações diferentes entre si Lambe (1969). Assim, um elemento de solo, antes de tornar-se completamente amolgado, tende a alinhar e destruir todas as ligações entre partículas.

Analisando as relações logaritmo da pressão efetiva versus deformação em um ensaio oedométrico identifica-se uma brusca mudança de inclinação na curva quando se inicia a região virgem de pressões; isto é um indício de alteração de estrutura, tanto assim que, em uma amostra mais perturbada, a curva fica mal definida, não se identificando bem o ponto de menor curvatura. A compressibilidade na região supostamente pré-adensada aumenta e diminui a compressibilidade na região virgem, isto porque a estrutura já está parcialmente destruída no início do carregamento.

### 3.6 - Pesquisas mais Recentes com a Utilização de Outros Oedômetros que não os Convencionais.

#### 3.6.1 - Introdução

O equipamento chamado de convencional e projetado inicialmente por Terzaghi, encontra-se descrito detalhadamente no item 4.1.1. Alguns pesquisadores aperfeiçoaram ou desenvolveram outros oedômetros de modo a obter dados de dissipação de pressões neutras e sobre a influência da altura de drenagem, velocidade de deformação e completa saturação por contra-pressão nas características de compressibilidade do solo.

#### 3.6.2 - Outros Oedômetros

Northey e Thomas (1965) adaptaram a célula convencional para permitir a medição de pressões neutras em uma das faces, modificando alguns elementos para melhorar a vedação e acrescentando à base da célula uma peça de aço poroso inoxidável conectado a um transdutor de pressão. Observa-se que no trabalho não se comenta sobre problemas na medição de poropressão devido ao ar possivelmente dissolvido no fluido dos poros. Realizaram-se ensaios em dois solos de compressibilidade bastante distinta e com 3 sistemas de medição de pressão neutra para verificar a influência da rigidez do sistema de medição.

Indica-se, como resultado do trabalho experimental, que o excesso de poro-pressão desenvolvido logo após o carregamento é função da duração do incremento de carga anterior, isto é, da compressão secundária desenvolvida. Note-se que nesta célula não se tem perfeito controle do início da drenagem. O excesso de pressão neutra inicial registrado mostrou-se, também, dependente da rigidez relativa do equipamento de medição. Ver comentários deste tipo de equipamento no item 6.2.

Lowe III (1964) utilizando contra-pressão para promover a completa saturação da amostra em um ensaio oedométrico, alerta para que quanto maiores as pressões hidrostáticas "in situ" maior a necessidade de duplicação das mesmas, pois, o gás dissolvido no fluido dos poros, com a amostragem passa a formar bolhas e se não é redissolvido o comportamento do solo em laboratório poderá ser completamente diferente do de campo principalmente em relação à velocidade de dissipação de pressões neutras.

Segundo o autor, obteve-se uma melhor definição da curva  $e \times \sqrt{t}$  e as curvas de  $C_v (\log t)$  e  $C_v (\sqrt{t})$  se aproximaram mais nos ensaios realizados com contra-pressão.

Thomann (1973) desenvolve equipamento onde o princípio de ensaio é semelhante ao convencional com a diferença de possibilitar a medição de pressão neutra em três alturas diferentes da amostra. Permite-se o uso da contra-pressão que segundo o autor garante a medição de poro-pressões em

melhores condições.

Com os dados de pressão neutra foram traçados os diagramas de dissipação de poro-pressões versus altura através dos quais com a ajuda de um planímetro computaram-se as áreas correspondentes ao percentual de pressões já dissipadas, calculando-se com isso a percentagem de adensamento  $U_p(\%)$ . Estes dados foram comparados com os obtidos das leituras de deformação  $U_R(\%)$ .

As curvas  $U_R$  e  $U_p^{(1)}$  apresentaram-se bastante distintas, sendo que em quase todos os estágios os valores de percentagem de adensamento  $U_p$  iniciais foram razoavelmente altos. O autor ensaiando outros tipos de solo incluindo turfas e argilas observou que em todos os incrementos de carga sempre  $U_p > U_R$ . Assim, os coeficientes de adensamento definidos segundo a deformação e segundo as pressões neutras mostraram-se muito distintos principalmente nos incrementos de pressão pequenos.

Lowe III et al (1969) desenvolveram um equipamento para ensaio de gradiente controlado com, segundo os autores os principais objetivos: Impor condições de tensão ao longo da amostra tão uniformes quanto possível; estabelecer uma velocidade de deformação aproximadamente constante durante o ensaio, possibilitar a execução de ensaios a diferentes veloci

---

(1) Resultados correspondentes a vasa argilosa cinzenta ("Vase argilo-marneuse grise"), muito compressível.

dades de compressão suficientemente baixas de modo a que possam ser feitas extrapolações mais seguras para o fenômeno de campo.

O ensaio é realizado de maneira que a velocidade de deformação imposta à amostra provoque um excesso pré-fixado de pressão neutra na face não drenada. Assim, o diagrama de excessos de pressão neutra é parabólico e constante durante todo o ensaio excluindo os intervalos de tempo inicial e final onde permite-se que as poro-pressões se dissipem. O ensaio pode ser conduzido, também, de forma a que se obtenham dados sobre deformação à tensão efetiva constante. Dizem os autores que uma das vantagens do equipamento é o cálculo do coeficiente de adensamento sem se recorrer a métodos de ajustamento através da equação:

$$C_v = \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \frac{H^2}{2\Delta u}$$

Os autores indicam que o coeficiente de adensamento obtido nos ensaios realizados no equipamento de gradiente controlado foram mais ou menos a média entre os obtidos pelo método de ajustamento de  $\sqrt{t}$  e  $\log t$  no ensaio convencional, isto na região virgem de pressões.

No ensaio realizado com interrupções os valores de  $C_v$  mostraram-se inicialmente altos devido à reduzida compressibilidade provocada pela compressão secundária desenvolvida no incremento de pressão anterior, voltando depois a va

lores próximos aos obtidos no ensaio sem interrupções. Os dados de  $C_v$  no ensaio convencional são, como se vê, a média entre valores anormalmente altos do início do estágio com valores mais ou menos corretos do final sendo que os valores de permeabilidade permanecem inalterados.

Berre e Iversen (1972) realizaram ensaios com diversas alturas de drenagem (1.8 a 45 cm) construindo para esse fim uma célula que permite ser associada em série aumentando indefinidamente a altura de drenagem. A célula tem o mesmo princípio de ensaio que o equipamento convencional, registrando também dado sobre forças de atrito e sobre dissipação de pressões neutras, a diversas alturas de drenagem, permitindo, ainda, o uso de contra-pressão.

As forças de atrito medidas apresentaram-se relativamente pequenas, menores que 10% da carga aplicada. As principais conclusões do trabalho encontram-se no item 6.5.

### 3.7 - Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi Modificada Segundo Lowe III.

A percentagem média de dissipação de pressões neutras versus fator tempo  $U\% \times T$ , segundo a teoria de Terzaghi para uma dada condição de drenagem e carregamento, está representada, por exemplo, em Taylor (1948) pg. 237. Essa expressão não é função de  $K$ ,  $m_v$  e  $H$  considerados, por hipótese, cons



tantes. Não importa quais os seus valores, num certo fator tempo  $T$  sempre a mesma percentagem de dissipação de pressões ocorrerá se mantidas as mesmas condições de drenagem. O que varia com  $K$ ,  $m_v$  e  $H$  é o tempo para se alcançar uma determinada isócrona. Verifica-se ainda que, tendo-se atingido uma isócrona com um grupo de valores de  $K$ ,  $m_v$  e  $H$  pode-se usar outro grupo diferente para alcançar outra isócrona.

A figura 3.1(a) compara o caminho de tensões assumido na teoria de Terzaghi, o assumido, na teoria modificada por J. Lowe III e o caminho de tensões dado como real. Esses caminhos de tensão estão desenhados sobre a família de curvas de mesma taxa adimensional de deformação.

É interessante notar que durante o acréscimo de pressão de  $p_1$  para  $p_2$  há um aumento de 2.800 vezes no parâmetro taxa adimensional de deformação.

A figura 3.1(b) compara previsões teóricas de deformação específica versus fator tempo e fator tempo modificado segundo a teoria de Terzaghi e a teoria modificada. (Lowe - 1974).

O autor ressalta que quando a teoria de Terzaghi é modificada de modo a levar em conta as reais variações de  $m_v$ ,  $K$  e  $H$  durante a deformação do solo os valores teóricos de  $\epsilon_v \times T'$  se ajustam bem aos dados experimentais tanto para grandes como para pequenos incrementos.

Até aproximadamente 80% da dissipação de pressões neutras iniciais o termo  $m'_v H^2/K^{(1)}$  permanece aproximadamente constante e eis porque a teoria de adensamento de Terzaghi se ajusta bem aos resultados experimentais nesta faixa.

Observa-se que a dificuldade nas previsões teóricas segundo a teoria modificada é se definir a razão,  $\epsilon_\alpha/\epsilon_{2p}$ , entre a deformação devido à compressão secundária em um ciclo logaritmico,  $\epsilon_\alpha$ , e a deformação devido a duplicação da tensão efetiva a uma velocidade de deformação constante,  $\epsilon_{2p}$ . Da mesma forma, é difícil definir a relação  $K_o/K_{2p}$  que é a razão entre a permeabilidade no início do estágio e ao final da duplicação da tensão efetiva.

### 3.8 - Influência da Amostragem

#### 3.8.1 - Introdução

A utilização de ensaios de laboratórios para a definição de parâmetros está muito difundida no campo da Mecânica dos solos. Em laboratório conta-se com a vantagem de se poder impor condições de contorno razoavelmente bem definidas como: estado de tensões, drenagem e deformações. Isto já não ocorre nos ensaios de campo. Deve-se ter em mente, no entan

---

(1) Os termos com apóstrofe referem-se a valores segundo a teoria modificada.

to, que existem algumas restrições. A validade das investigações feitas em laboratório recaem, somente, na qualidade das amostras e no quanto elas são representativas da camada da qual foram retiradas. A uniformidade do solo tem uma grande influência no programa de investigações. Se as condições variam consideravelmente uma investigação elaborada e localizada de amostras únicas não se justifica Broms (1980). Somente quando as condições do solo são bastante uniformes é que uma investigação de laboratório extensa justifica-se. É também importante que as amostras sejam representativas das camadas investigadas, e grandes o suficiente para conter características estruturais que possam influenciar o comportamento. Vê-se, assim, que uma elaborada técnica de ensaio jamais pode compensar os efeitos referentes tanto a perturbações causadas pela amostragem quanto à influência do tamanho da amostra e da sua representatividade.

As mudanças a que um elemento de solo é submetido ao ser transportado do campo para o equipamento de ensaio no laboratório incluem: alívio de tensões anisotrópicas atuantes "in situ", amolgamento mecânico, possíveis mudanças na umidade, formação de bolhas de gás anteriormente dissolvido no fluido dos poros e desenvolvido devido à tensão negativa causada pela amostragem, variação de temperatura e modificações de natureza química.

## Modificação do Estado de Tensões

Imagine-se um elemento de solo cujas tensões efetivas verticais e horizontais sejam:

$$\bar{\sigma}_v = \sigma_v - u_o = \bar{p}_o$$

$$\bar{\sigma}_h = \sigma_h - u_o = K_o \bar{p}_o$$

onde  $\bar{p}_o$  é a pressão efetiva vertical devido ao peso de terras,  $u_o$  é a pressão neutra e  $K_o$  é o coeficiente de empuxo no repouso. Se, por hipótese, ocorresse uma amostragem "perfeita", as tensões totais  $\sigma_v$  e  $\sigma_h$  e a tensão desviadora inicial ( $\bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_h$ ) tornar-se-iam iguais a zero e surgiria uma pressão neutra negativa capaz de manter as tensões efetivas (agora isotrópicas). A pressão neutra inicial reduzir-se-ia de  $\Delta u$ .

Utilizando-se a formulação sobre os parâmetros de pressão neutra de Skempton (1954)

$$\Delta u = B \Delta \sigma_3 + \bar{A} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$u_{amostra} = u_o + \Delta u$$

Das equações acima e definindo-se  $\Delta \sigma_1$  e  $\Delta \sigma_3$  segundo a formulação de Duncan:

$$K_o < 1 \quad u_{amostra} = -p_o (1 - A_{amostra} (1 - K_o)) \quad (3.3)$$

$$K_o > 1 \quad u_{amostra} = -p_o (K_o + A_{amostra} (1 - K_o)) \quad (3.4)$$

onde  $\bar{A}_{\text{amostra}}$  é o parâmetro de pressão neutra para redução de tensão desviadora ( $\bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_h$ ) simulando amostragem perfeita.

Observa-se que se  $A_{\text{amostra}} = 2/3$  ter-se-ia a tensão efetiva média inicial  $[\bar{\sigma}_m = 1/3 (\bar{p}_o + 2K_o\bar{p}_o)]$  igual à tensão efetiva média após a amostragem perfeita  $[\bar{\sigma}_{\text{amostra}} = \bar{p}_o (1 - A_{\text{amostra}} (1 - K_o))]$ . Não ocorrendo portanto, redução da tensão efetiva média (solo elástico).

#### O Problema da Cavitação do Fluido dos Poros:

A pressão negativa desenvolvida no fluido dos poros devido à amostragem perfeita equações 3.3 e 3.4 é função da pressão efetiva vertical  $\bar{p}_o$ , do coeficiente de empuxo no repouso  $K_o$  e do parâmetro de pressão neutra para redução da tensão desviadora,  $A_{\text{amostra}}$ .

Se, como exemplo, imaginar-se um elemento de solo com  $K_o = 0.5$ ,  $A_{\text{amostra}} = 0.7$  sob uma pressão efetiva vertical de  $\bar{p}_o = 1.54 \text{ Kg/cm}^2$ , aproximadamente 8 metros de profundidade, ter-se-ia  $u = -1.0 \text{ Kg/cm}^2$ . Se o solo não for suficientemente fino para desenvolver tensões capilares significativas poderá ocorrer a cavitação, já que o fluido dos poros, geralmente, contém gás dissolvido.

Ar ou gás dissolvido na água dos poros pode ter uma grande influência nas propriedades do solo mesmo se a pro

fundidade da amostra for relativamente pequena (menor que 20 metros). O volume de gás pode ser tão grande que a tensão efetiva na amostra é reduzida a zero. Broms (1980). Ensaaios de penetração estática no campo e ensaios de Vane de laboratório indicam que a liberação de gás pode ter um importante efeito na resistência ao cisalhamento.

Noorany e Poormand (1970) realizaram uma série de ensaios com o intuito de investigar o problema da cavitação. As amostras foram montadas em uma câmara triaxial promovendo-se um carregamento e descarregamento até pressões neutras negativas próximas de  $-1.00 \text{ Kg/cm}^2$ . Os autores expuseram, então, algumas amostras a pressão atmosférica procedendo depois disso a um recarregamento, encontrando nessas amostras um fenômeno irreversível de pressões.

Os autores não concluem, mas, há evidências que no grupo de amostras apenas descarregada e recarregada, sem exposição à pressão atmosférica, a cavitação ocorre somente no sistema de leitura indicando apenas nesta faixa leituras de pressões neutra incoerentes.

#### Amolgamento Mecânico

O solo, ao ser amostrado, tem, em maior ou menor grau, a sua estrutura perturbada principalmente durante as fases de: perfuração, cravação do amostrador, transporte, moldagem e manuseio.

A menor perturbação é obtida para amostras em bloco. No entanto, falhas e fissuras podem ser abertas devido ao alívio de tensões causado pela escavação do poço. Argilas rijas são, por isso, difíceis de amostrar. Os recalques previstos através de ensaios oedométricos de laboratório nesses materiais são geralmente de 4 a 8 vezes maiores que os recalques medidos (Broms - 1980). Muitas vezes prefere-se realizar esses cálculos tendo por base um valor estimado do módulo de deformação do solo.

No caso de se usarem amostradores de parede fina (tipo Shelby) durante a cravação, formar-se-á um anel amolgado da mesma espessura da parede do amostrador onde as pressões neutras serão mais elevadas devido às deformações cisalhantes (Sandroni - 1977).

Estudos da distorção pelo atrito da parede interna do amostrador através de radiografias mostram que a velocidade de penetração durante a amostragem deve ser pelo menos 0.1m/min (Broms - 1980). Se a velocidade de penetração é muito baixa o atrito interno pode ser excessivo e contribuir significativamente para a perturbação da amostra. Também o atrito ao longo da face externa da parede do amostrador contribui para a perturbação, se o solo adere a mesma durante a cravação. Este efeito é similar ao causado pelo aumento da espessura das paredes do amostrador.

### Perturbação Causada pela Perda de Umidade

A amostra deve estar convenientemente "selada" para minimizar as perdas de umidade. Um decréscimo gradual da resistência ao cisalhamento pode ser explicado como devido a uma redução da poro-pressão residual durante o armazenamento. Esta redução é maior para argilas de baixa plasticidade devido à maior compressibilidade das argilas mais plásticas (Broms, 1980).

A perturbação durante o armazenamento das amostras pode ser reduzida mantendo-se a temperatura ambiente igual à temperatura do terreno e a umidade do mesmo aproximadamente igual a 100%.

### Perturbação Causada pela Preparação da Amostra

Argilas muito moles requerem um manuseio cuidadoso para minimizar perturbações durante a preparação das amostras.

Durante a montagem do corpo de prova no equipamento de ensaio haverá uma inevitável perda da umidade que devido ao fenômeno de capilaridade tenderá a aumentar a tensão efetiva média da amostra. A variação é diretamente influenciada pelo tempo de evaporação e pela razão de evaporação e inversamente proporcional ao raio do corpo de prova e à compressibilidade, (Sandroni, 1977). Observa-se, assim, que as argilas moles, devido a sua alta compressibilidade, sofrem pouca varia



ção de tensão efetiva devido à perda de umidade. Noorany e Poormand (1970) concluíram experimentalmente que operações normais de moldagem e manuseio de amostras de alta qualidade de solos argilosos podem produzir 30 a 55% de perturbação, baseado-se no índice de perturbação que é a relação entre a tensão efetiva da amostra perfeita menos a tensão efetiva da amostra perturbada dividida pela tensão efetiva da amostra perfeita.

#### Variações na Temperatura

Variações de temperatura sob condições não drenadas influenciam a tensão efetiva média porque os coeficientes de dilatação térmica da água e do esqueleto dos grãos são diferentes (Sandroni, 1977). Experimentalmente verifica-se que a tensão efetiva cai quando a temperatura sobe (Mitchell, 1976). À profundidade de 3 a 4 metros a temperatura do solo é aproximadamente constante e igual a temperatura média anual; na superfície ela é extremamente variável. Sandroni (1977) apresenta valores de variação de tensão efetiva com o acréscimo de temperatura encontrados por diversos pesquisadores e cita que para argilas moles em depósitos de espessura típica esta variação pode ser da ordem de  $-1.0 \text{ tf/m}^2/^{\circ}\text{C}$ .

#### Influência da Amostragem nas Características de Compressibilidade dos Solos

Noorany e Poormand (1970) indicam, como fator

mais significativo influenciando na compressibilidade da argila, o amolgamento. Concluíram dos seus ensaios que, apesar dos graus de perturbação relativamente altos causados pelo manuseio e operações de moldagem, a forma da curva de compressão não se alterou muito principalmente na fase virgem, mas, o excessivo amolgamento obscureceu a pressão de pré-adensamento, e alterou a "reta virgem".

Leonards e Altschaeffl (1964) ensaiando uma argila sedimentada, pré-adensada e amostrada artificialmente em laboratório indicam que o coeficiente de adensamento  $C_v$  na região pré-adensada no solo "amostrado" foi mais baixo, aproximadamente 2 vezes menor, que para o solo não amostrado. Na região normalmente adensada os resultados se aproximaram bastante. Os autores ressaltam ainda que, segundo a bibliografia consultada, há uma variação apreciável no  $C_v$  como resultado da amostragem principalmente em amostras de grande profundidade.

Taylor (1942) indica que o coeficiente de adensamento  $C_v$  para a "Boston Blue Clay" amolgada é 40 vezes menor que a indeformada.

Coutinho (1976) ensaiando a argila de Sarapuê encontrou as seguintes relações entre valores médios de  $C_v(\log t)$  na região de compressão virgem obtidos em corpos de provas indeformados de boa qualidade, indeformados de má qualidade e completamente amolgados.

prof 5.5 a 6.0 m - 1.44/1.24/1

prof 6.5 a 7.0 m - 2.0/1.5/1

O amolgamento provocou, também, um aumento nos valores de coeficiente de compressão secundária na região de compressão e um decréscimo na região de compressão virgem.

### 3.9 - Conclusões

- Segundo a bibliografia, há indicações de que a compressibilidade ( $\epsilon_v$  ou  $e$  x  $\bar{\sigma}_v$ ) é pouco influenciada, ou melhor, não é diretamente influenciada pelas pressões neutras desenvolvidas e nem pelo ar existente na amostra, contrariamente ao que ocorre com o coeficiente de adensamento. Diversos autores ao realizarem ensaios com contra-pressão, com a finalidade de melhorar a saturação, encontraram coeficientes de adensamento maiores que os definidos através de ensaios convencionais. Enfatiza-se, assim, o uso da contra pressão (Lowe III, Thomann, Berre, Iversen, Mesri e Choi).

- Executar ensaios, com velocidades de deformação em laboratório mais compatíveis com as de campo é uma preocupação comum a diversos pesquisadores.

- A metodologia de Schmertmann (1955), para reconstrução da curva de campo, tem como incertezas a definição do índice de vazios inicial e a definição da pressão de pré-aden

samento.

- A divisão entre compressão primária e secundária é vista como arbitrária e dependente do método de carregamento, sendo que considera-se que as duas são basicamente o mesmo fenômeno: deformações provocadas pelo desequilíbrio na estrutura quando do acréscimo de tensão efetiva. Isto poderá ser comprovado determinando-se as relações  $C_a/C_c$ . De fato, todos os mecanismos de variação de volume: deformação, deslizamento e reorientação de partículas; mudanças na espessura da dupla camada e distorção dos filmes de água adsorvida que podem ocorrer durante as variações de tensão efetiva podem, também, ter lugar ao longo do tempo, sendo que a velocidade de variação de tensão efetiva influirá, de certa maneira, na maior ou menor ocorrência desses mecanismos. Assim, adota-se a idéia de que a fluência não é controlada pelo fluxo viscoso das camadas de água adsorvida, e que as deformações devidas ao fenômeno de fluência iniciam-se no instante do carregamento.

- Em geral, os resultados de deformação comparados com os dados de dissipação de pressões neutras através da teoria de Terzaghi, não coincidem. Os coeficientes de adensamento segundo a dissipação de pressões neutras frequentemente mostram-se maiores que os segundo as deformações.

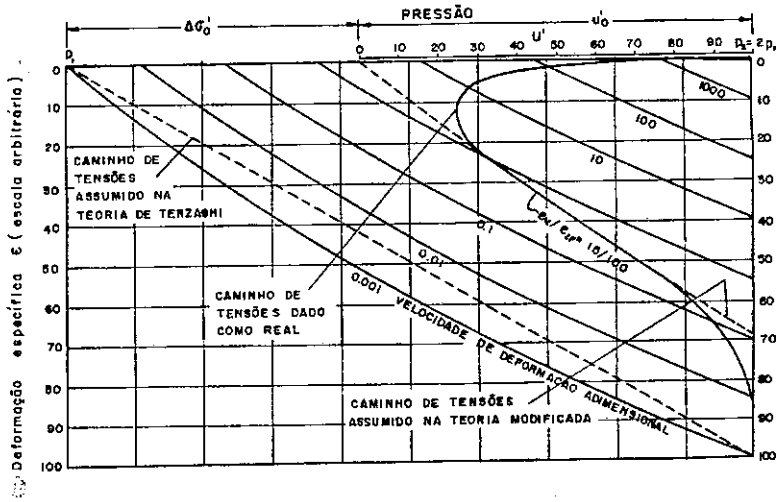
- A medição de poro-pressões é influenciada pela rigidez relativa do sistema de leitura, isto é, a razão entre a compressibilidade deste e do solo, e pelo grau de satura

ção do corpo de prova.

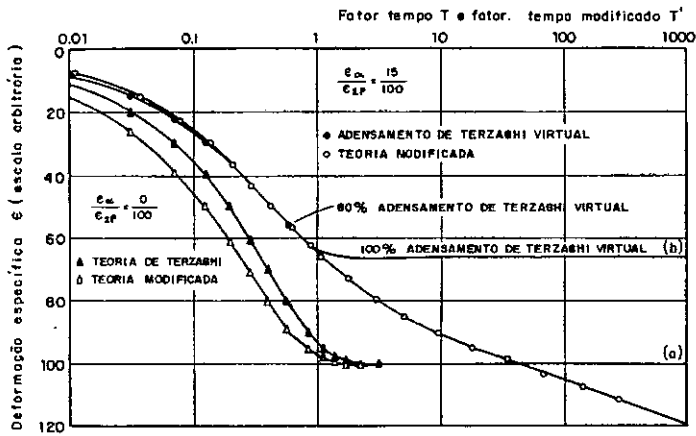
- A validade das investigações de laboratório recaem, somente, na boa qualidade das amostras e no quanto elas são representativas da camada a qual foram retiradas. Só quando as condições do solo forem bastante uniformes é que se justifica uma minuciosa investigação de laboratório.

- Devido à redução de compressibilidade pelo fenômeno de fluência, o coeficiente de adensamento, definido através de ensaios convencionais, é a média entre valores iniciais anormalmente altos e valores aproximadamente corretos do final do estágio.

- As argilas rijas são materiais difíceis de amostrar e os recalques previstos através de ensaios oedométricos de laboratório nesses materiais são geralmente maiores que os recalques medidos "in situ".



(a) Caminho de tensões real para o fenômeno de adensamento.



(b) Curvas de deformação versus fator tempo : a) Segundo Terzaghi e a teoria modificada para  $\epsilon_a/\epsilon_{2p} = 0/100$  e  $\epsilon_a/\epsilon_{2p} = 15/100$ .

FIG. 3.1- TEORIA DE TERZAGHI MODIFICADA.

## 4 - INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

4.1 - Equipamento e Instrumentação

4.2 - Resumo dos Resultados de Ensaios

4.3 - Influência da Elasticidade da Membrana nos Resultados de Ensaios

4.4 - Outras Possíveis Fontes de Erro nas Medições

4.5 - Conclusões

## CAPÍTULO IV

### INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

#### 4.1 - Equipamento e Instrumentação

##### 4.1.1 - Descrição

a) Prensa para ensaios de adensamento "convencionais" - De fabricação da Ronald Top segue, com algumas modificações, o equipamento desenvolvido pelo prof. A.W. Bishop, este baseado no trabalho de K. Těrzághi. Bishop incorporou ao equipamento pontos de apoio angulares (ver fig. 4.1) na viga e no conjunto de hastes que sustentam a célula e os pesos. Isto elimina o possível erro quando a viga não está perfeitamente horizontal.

A viga deve ser nivelada no início de cada ensaio por intermédio do peso de ajustamento fino (peça (2) fig. 4.1 ) de maneira que a carga inicial no corpo de prova seja zero quando não existirem pesos na alavanca. Esta regulagem varia, principalmente com o diâmetro da amostra, pois variará o peso da célula correspondente.

O dispositivo (6) (figura 4.1) permite nivelar o braço de alavanca durante o ensaio sempre que se fizer necessário, sem que haja alteração da leitura do extensômetro.

b) Célula para ensaios de adensamento "Convencionais" - É fabricada pela Ronald Top segundo o projeto de Rama



lho Ortigão (Foto 4.1) e permite com a mesma base e 2 corpos de célula a utilização de 4 diâmetros de amostra que são aproximadamente 5 cm, 7cm, 8,5cm e 10 cm e alturas iguais à 2cm para os 3 primeiros e 3cm para o último.

O anel confinante é em aço inoxidável e biselado na base, de modo a funcionar como anel moldador.

c) WF-24500 Célula de adensamento pressurizada hidráulicamente.

Este equipamento é baseado no projeto original do professor Bishop e Mr. Skinner do Imperial College, London e fabricado pela WYKEHAM FARRANCE ENGINEERING LTD (Ver catálogo - oitava edição pg. 54).

O equipamento consta de uma câmara triaxial, no nosso caso de 4 polegadas, adaptada (Foto 4.2). Consistem das adaptações: a vedação do que seria a passagem para o pistão ou célula de carga interna e a montagem da célula de adensamento (corte esquemático na figura 4.2) na base da câmara. O equipamento permite utilização da contra pressão e leitura da pressão neutra no topo da amostra através de um transdutor de pressão (BELL & HOWELL Limited - Range 0-150 psi).

A carga é aplicada por meio de um fluido, no caso glicerina e transmitida à superfície superior da amostra através de um diafragma flexível. Na foto 4.2. pode-se observar a base da célula; esta possui quatro válvulas Klinger. A número 1 está ligada à câmara, a número 2 e 4 (a nº 4 localiza-se

diametralmente oposta a 2). ligam-se à base da célula e a número 3 liga-se ao tubo "saran" que irá até o topo da amostra onde serão feitas as leituras de pressão neutra. Esclarecendo melhor, a pressão efetiva vertical  $\bar{\sigma}_v$  é aplicada na válvula 1 e a contra pressão através da válvula 2, ambas ligadas a um sistema auto compensador de mercúrio (Bishop e Henkel - 1953). O transdutor de pressão foi montado na saída da válvula 3, para estar, assim, o mais próximo possível da amostra.

Optou-se em não utilizar o medidor de volume para registrar as mudanças de umidade no interior do corpo de prova prevendo que a variação de alturas de água e querosene influenciaria nas pressões no interior da amostra, isto é, no valor da contra pressão (Ver item 4.4.1).

As deformações foram lidas através de um extensômetro mecânico (0.01 mm de precisão) apoiado na peça 9 (figura 4.2) que por sua vez estava em contacto com a parte central do topo da amostra. Não foi usado o extensômetro à prova d'água fornecido pelo fabricante, porque o mesmo nos pareceu muito rígido quando comprimido e haveria o perigo deste pressionar a amostra. Decidiu-se, então, usar um extensômetro mecânico comum, do qual foi retirado o vidro protetor. Antes de cada ensaio o mesmo era preenchido internamente com o fluido utilizado na câmara no caso glicerina.

#### 4.1.2 - Montagem do Ensaio

##### a) Montagem do ensaio na célula convencional

Inicialmente verificou-se se as pedras porosas (6) (Foto 4.1) estavam em bom estado, sem fissuras e perfeitamente planas, e ferveu-se-as para assegurar sua saturação.

O anel confinante, que é o anel moldador foi untado internamente com graxa de silicone (Basilon 100) para diminuir o atrito lateral durante a moldagem e durante o ensaio.

O anel, com a ajuda da ponta biselada, foi cravado cuidadosamente e a cada penetração de aproximadamente 3 mm o solo excedente foi removido. As bases da amostra deveriam estar perfeitamente planas e regulares e isto foi conseguido passando-se uma régua rígida biselada pelas mesmas.

Iniciou-se a montagem da célula ajustando a pedra porosa maior (6) (Foto 4.1) sobre a área ranhurada da base da célula e sobre esta o papel filtro saturado. Em seguida, ajustou-se o corpo da célula (2) e depois a redução (3) necessária no caso. Posicionou-se o anel confinante (4) mais o corpo de prova empurrando-o com uma peça em formato de disco com uma reentrância na área central exatamente na região da amostra, isto é, o disco só se apoiava no anel confinante. Assegurou-se que o conjunto anel + amostra estivesse em contacto com a pedra porosa. Apertou-se os parafusos que ligam a base ao corpo da célula. Colocou-se o anel guia, a placa de distribuição de

carga com a pedra porosa superior e o papel filtro saturado.

Após montado o ensaio e a prensa nivelada foi a justado o extensômetro, fez-se uma leitura e adicionou-se água à bacia de inundação da célula aplicando-se imediatamente uma carga de ajustamento correspondente a  $0.05 \text{ Kg/cm}^2$ . Fez-se en tão a leitura inicial no extensômetro.

Schmertmann (1950) recomenda que se esteja atento as leituras do extensômetro aplicando um incremento de carga se a amostra tentar expandir. Na nossa opinião, a expansão da a mostra pode ser camuflada pela deformação de ajustamento das interfaces do equipamento e solo equipamento. NOORANY and IRELAND (1970) figura 5.6 mostram a influência do carregamento inicial no comportamento tensão x deformação unidimensional de um solo. Vê-se que não é boa prática iniciar o ensaio com car regamentos muito pequenos, permitindo assim, a expansão da amostra.

b) Montagem do ensaio no oedômetro hidráulico WF 24500

A amostra de solo foi preparada da mesma forma que para o ensaio convencional com a ajuda de um anel biselado montado no anel confinante, tendo-se do mesmo modo o cuidado de deixar as superfícies superior e inferior perfeitamente planas e regulares, isto, além de minimizar as deformações in desejáveis decorrentes do ajustamento entre faces do solo e célula, permite estimar melhor o índice de vazios inicial do solo (dado importante para a análise de resultados) e evita pontos de con

centração de tensões entre pedras porosas e amostra. A regula  
rização das faces é facilmente conseguida correndo-se uma rê  
gua biselada pela amostra contida no anel.

Após preparada a amostra no anel (4) (figura 4.2),  
inundou-se a pedra porosa inferior (3) com água deaerada per  
mitindo-se fluxo entre as válvulas 2 e 4 esta aberta para at  
mosfera. A face externa do anel confinante foi cuidadosamente  
limpa e o mesmo foi colocado em cima da pedra porosa inferior  
com papel filtro saturado. O "o-ring" inferior foi cuidados  
amente posicionado certificando-se que o mesmo estivesse comple  
tamente apoiado na pedra porosa. O anel espaçador (5) foi es  
corregado por fora do anel confinante tendo-se a certeza de que  
se apoiasse completamente sobre o "o-ring" inferior, abrindo-se  
por instantes a válvula (4) para a atmosfera, evitando-se assim  
que a amostra se deslocasse dentro do anel. Pressionou-se o "o  
-ring", superior por fora do anel confinante. Colocou-se o ci  
lindro guia (2) empurrando-o cuidadosamente para baixo garantin  
do o fundionamento dos "o-rings". Colocaram-se os quatro parafusos  
(35) ajustando-os uniformemente. Ligou-se (34) a saída (20) cor  
respondente a válvula 3, saturou-se com água deaerada e conec  
tou-se a peça (9) montada já com a (11) e (10) e (7) que é a  
membrana. Inundou-se o topo da amostra<sup>(1)</sup> com uma pequena

---

(1) Este roteiro é o recomendado pelo fabricante, causa-nos es  
tranheza que se mande inundar a amostra que está com pressão  
total igual a zero. Porém, não foi encontrada outra alter  
nativa para a montagem.

quantidade d'água, cerca de 3mm.

Passou-se graxa de silicone na face externa (1) do diafragma, abriu-se a válvula 3 e posicionou-se o anel interno (18) dentro do diagrama e pressionou-se os mesmos para baixo dentro do cilindro guia até que o conjunto se assentasse sobre a face da amostra (1). Com cuidado, levantou-se ligeiramente o "cogumelo" (9) de modo a formar um espaço cônico acima da amostra e aplicou-se ligeira sucção na "peça de boca" da garrafa de aeradora, ligada a válvula 3 desde a saturação da linha. O ar aprisionado acima da amostra foi bombeado na garrafa seguido pela água aprisionada acima da amostra (1).

Recolocou-se a barra de topo (15) do extensômetro certificando-se que estava bem ajustado e colocou-se as 2 porcas (17). Verificou-se se o extensômetro tinha disponibilidade de curso para medir os deslocamentos corretamente. Recolocou-se a peça (19) apertando-a firmemente garantindo que a ponta estava apoiada na porca abobadada.

Abriu-se a válvula de saída de ar situada no topo da câmara de confinamento.

Encheu-se a câmara com glicerina através de uma outra câmara de 1.5" adaptada onde se aplicou ar comprimido para expulsar a glicerina e encheu a câmara de ensaio. Quando do completo enchimento da câmara fechou-se a válvula A. Seguindo-se o fechamento da válvula de saída de ar.

---

(1) Este procedimento é o recomendado pelo fabricante.

Reconectou-se o sistema de potes de mercúrio na válvula 1.

REMOÇÃO DA AMOSTRA - Ao término do ensaio fecharam-se as válvulas na árvore que ligam os potes e aliviou-se a pressão : remanescente na câmara e no corpo de prova.

#### 4.1.3 - O problema da compressibilidade dos elementos e das suas interfaces na célula de adensamento.

Este item tem a preocupação de definir qual a ordem de grandeza da deformabilidade dos elementos metálicos, pedras porosas, papel filtro e respectivas interfaces na célula de adensamento. Achou-se conveniente fazer esta verificação de vido a baixa compressibilidade do solo ensaiado.

Em um ensaio oedométrico, devem ser obtidas as deformações verticais, em intervalos definidos de tempo, apresentadas pela amostra de solo, confinada lateralmente, quando a mesma é submetida a uma pressão vertical. Mas, durante o ensaio, não é somente o solo que é carregado e sim todos os elementos que compõem a célula, logo, as leituras incluem, além das deformações do solo, as do equipamento, que podem ou não ser desprezíveis. As deformações dos elementos metálicos, ou melhor, do aço em si, não são significativas, porém, existem as interfaces e o fato de que as superfícies nunca são perfeitamente lisas e planas, de modo que quando se carrega há um natural ajustamento.

O elemento mais significativo nas deformações é o papel filtro. Este em ensaios de longa duração (vários meses) poderá até se deteriorar mascarando as leituras de deformação do solo que nessa fase são bastante pequenas.

#### CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS CONVENCIONAIS (usadas na prensa Bishop)

As células foram montadas como para um ensaio. Saturaram-se as pedras porosas e o papel filtro. Não se usou a amostra de solo ficando, então, o espaço respectivo vazio e a pedra porosa superior e o topo de distribuição de carga encostadas na pedra porosa inferior tendo entre si as 2 folhas de papel filtro.

Aplicou-se uma carga de ajustamento de 200 gf ( $0.033 \text{ kgf/cm}^2$ ) fazendo-se a leitura inicial no extensômetro. Seguiram-se os vários estágios de carregamento e descarregamento medindo-se em cada um a deformação. Estes valores foram divididos pela altura do anel confinante tendo-se assim valores análogos a deformação específica. Na figura 4.3 tem-se as curvas pressão vertical versus  $\epsilon_v(\%)$  ( $\Delta H/\text{altura do anel}$ ) para a célula 86 (prensa 61) e célula 87 (prensa 60). Note-se que a escala de  $\epsilon_v(\%)$  está muito ampliada. As deformações não são instantâneas, por isso, em todas as leituras esperou-se alguns minutos até que a leitura do extensômetro aparentemente estabilizasse.



## CALIBRAÇÃO DO OEDÔMETRO HIDRÁULICO

Substituiu-se o solo por um corpo de prova de aço e prosseguiu-se a montagem como para um ensaio normal, utilizando as pedras porosas e papel filtro saturados. Desta forma, tentou-se medir a compressibilidade do sistema e verificar se havia ou não necessidade da correção dos resultados tensão x deformação dos ensaios.

Apesar das deformações não se apresentarem muito elevadas foram corrigidos todos os resultados de ensaios. Uma comparação entre curvas ( $\epsilon_v \times \bar{\sigma}_v$ ) corrigidas e não corrigidas pode ser vista nas figuras 4.14 e 4.18.

Realizaram-se duas calibrações: uma com uma pressão inicial de  $0.050 \text{ kgf/cm}^2$  a partir da qual tomou-se a leitura inicial a ser usada no cálculo das deformações verticais, e outra sem a carga de ajustamento. Na figura 4.4 tem-se os gráficos  $\epsilon_v\%$  ( $\Delta H$ /altura do anel confinante) versus Pressão ( $\text{kgf/cm}^2$ ) das duas calibrações e na figura 4.5 tem-se os gráficos deformação ( $\times 0.01 \text{ mm}$ ) contra tempo para a segunda calibração, sendo esta a usada na correção dos ensaios.

## 4.2 - Resumo dos Resultados de Ensaio

### 4.2.1 - Introdução

Os ensaios de compressão unidimensional comumente chamados de ensaios de adensamento são apresentados de maneira a fornecer dados sobre a compressibilidade de solo:  $C_r$ ,  $C_c$ ,  $C_s$  ou  $RR$ ,  $CR$ ,  $SR$  e  $m_v$ ,  $a_v$ ,  $e_v$  (Ver item 3.4 onde os diversos índices e coeficientes são discutidos) e sobre a velocidade de dissipação de pressões neutras que é função da compressibilidade e da permeabilidade do solo.

As curvas de compressibilidade mais frequentemente apresentadas são as de índices de vazios  $e$  ou deformações específicas verticais  $\epsilon_v$  versus logaritmo da pressão efetiva vertical. Dá-se preferência a esta representação numa tentativa de se encontrar uma relação linear ( $\epsilon_v$  ou  $e$  x  $\log \bar{\sigma}_v$ ) na região virgem de pressões. No entanto, tratando-se da região pré-adensada, pode ser mais conveniente representar as pressões efetivas em uma escala aritmética ( $e$  ou  $\epsilon_v$  x  $\bar{\sigma}_v$ ) ou então as relações  $m_v \left( \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \bar{\sigma}_v} \right) \times \bar{\sigma}_v$  ou  $a_v \left( \frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}_v} \right) \times \bar{\sigma}_v$ .

Os dados correspondentes a velocidade de deformação do solo são representados pelo coeficiente de adensamento

$C_v$  onde

$$C_v = \frac{TH_d^2}{t} \quad \text{e} \quad C_v = \frac{K}{m_v \gamma_w} \quad \text{segundo a fórmula}$$

ção Terzaghi-Taylor<sup>(1)</sup> e utilizando métodos empíricos para a justar as leituras à teoria de adensamento de Terzaghi apresentados por Taylor em 1942 (definição do  $t_{90}$ ) e Casagrande em 1936 (definição do  $t_{50}$ ).

O logaritmo da permeabilidade versus o índice de vazios  $e$ , também, frequentemente apresentado numa tentativa de se encontrar uma relação linear ( $\log K \times e$ ). Querendo-se definir a permeabilidade a uma determinado pressão efetiva utiliza-se a curva ( $e \times \log \bar{\sigma}_v$ ) e com o valor do índice de vazios correspondente à dita pressão encontra-se a permeabilidade no gráfico ( $\log K \times e$ ). Analogamente pode-se utilizar a deformação específica vertical em vez do índice de vazios<sup>(2)</sup>.

Os dados de compressão secundária podem ser apresentados em inúmeras formas (ver item 3.3). Portanto é importante que se defina corretamente o índice que se está usando, para posterior comparação de resultados (MESRI, (1973)).

Pode-se também traçar curvas isócronas no gráfico ( $\epsilon_v$  ou  $e \times \log \bar{\sigma}_v$ ) isto é, curvas para  $t=1$  dia,  $t=10$  dias, etc. BJERRUM (1967). Estes dados são obtidos, somente, após se concluir a compressão primária ou melhor, quando não existirem excessos significativos de poro-pressões.

---

(1) A compressão do solo é dividida, nesta formulação, em duas partes completamente distintas, a compressão primária e a compressão secundária.

(2)  $[\epsilon_v = e/1 + e_o]$

As curvas de deformação específica  $\epsilon_v(\Delta H/H_0)\%$  podem ser representadas versus o logarítmo do tempo possibilitando a definição de  $t_{50}$  ou versus a raiz quadrada do tempo para  $t_{90}$ .

Os dados de dissipação de pressão neutra na face não drenada (correspondentes aos do meio da camada em uma amostra drenada em ambas as faces) são apresentados pelo gráfico Percentagem de adensamento  $U_z$ , quando  $z=H_d$ , versus logarítmo do tempo (LAMBE (1969), pg. 408).

Pode-se representar, também, os dados de compressibilidade volumétrica  $[m_v = 0.434 a / \bar{\sigma}_v]$  versus o logaritmo da pressão efetiva.

#### 4.2.2 - Ensaio de Compressão Unidimensional Realizados em Células Convencionais.

As figuras 4.6 e 4.7 apresentam desenhos esquemáticos com as sequências de aplicação de carga utilizadas nos ensaios convencionais e nos realizados no oedômetro hidráulico. A região hachurada indica a pressão efetiva desenvolvida na amostra sendo que as figuras ficam limitadas pela pressão aplicada no fluido da câmara ( $\sigma_v$ ) e a contra pressão aplicada ao fluido dos poros na amostra ( $u$ ).

As figuras 4.8 e 4.9 apresentam os valores de compressibilidade e de velocidade de dissipação de poro pres

sões ( $C_v$ ) e ainda dados de permeabilidade  $K$  dos ensaios convencionais 3 e 8. Todas essas curvas foram corrigidas contra a deformação do equipamento. As figuras 4.11 e 4.12 apresentam os dados de deformação específica vertical versus o logaritmo do tempo ( $\epsilon_v \% \times \log t$ ) correspondentes aos mesmos ensaios.

#### 4.2.3 - Ensaios de Compressão Unidimensionais com Medição de Pressão Neutra

As figuras 4.13 a 4.18 apresentam um resumo dos dados de compressibilidade e velocidade de dissipação de pressões neutras dos ensaios realizados no oedômetro hidráulico WF 24500.

Resultados de deformação específica contra logaritmos do tempo encontram-se nas demais figuras de 4.19 a 4.24. Todas as curvas de  $\epsilon_v$ ,  $m_v$ ,  $\epsilon_\alpha$  e  $C_v \times \bar{\sigma}_v$  foram corrigidas contra a compressibilidade do equipamento. A figura 4.25 apresenta dados de compressão secundária  $\epsilon_\alpha = \epsilon_v(\%) / \Delta \log t$  versus histórico de tensões. Verifica-se que nestes solos ocorre um máximo de  $\epsilon_\alpha$  entre 1.5 a 2 vezes a pressão de pré-adensamento, decrescendo mais ou menos conforme a sua maior ou menor sensibilidade respectivamente.

Na figura 4.10 estão plotadas em conjunto todas as curvas índice de vazios contra logaritmo da pressão efetiva vertical e as curvas de coeficiente de compressibilidade volumétrica versus logaritmo da pressão efetiva vertical. As pres

sões de pré-adensamento definidas pelo método de CASAGRANDE estão indicadas na figura por uma seta. A tabela 4.1 resume os valores de CR, RR e RPA. Na figura 4.27 encontram-se as curvas de coeficiente de compressão secundária versus pressão efetiva vertical.

Na figura 4.28 estão plotados os dados de dissipação de poro pressões contra logaritmo do tempo tomando-se como  $u_o$  a pressão neutra desenvolvida na face onde não ocorre drenagem (topo da amostra). Os valores de  $u_o$  mostraram-se diferentes dos acréscimos de pressão impostos no fluido da câmara. (Ver figura 6.1).

ENSAIO	$[\text{Kgf/cm}^2]$ $\bar{\sigma}_{vm}$	$CR = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \log \bar{\sigma}_v}$	$RR = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \log \bar{\sigma}_v}$	RAZAO DE PRÉ-ADENSAMENTO $= \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\sigma_{vo}}$
1	1.70	0.14	0.042	1.6
2	1.65	0.16	0.072	1.6
3	2.2	0.202	0.097	2.1
4	1.55	0.225	0.099	1.5
5	1.30	0.162	0.042	1.3
6	1.50	0.142	0.076	1.4
7	1.80	0.134	0.085	1.7
8	2.4	0.208	0.102	2.3

$$CR = \frac{C_r}{1+e_o} \quad RR = \frac{C_c}{1+e_o}$$

Tabela 4.1 - Valores de CR, RR e RPA

#### 4.3 - Influência da Elasticidade da Membrana nos Resultados de Ensaaios

Como já foi descrito em outros itens deste trabalho, o oedômetro hidráulico é um equipamento muito mais versátil que o equipamento convencional. Permite o uso de contra pressão e a obtenção de dados sobre a dissipação de pressões neutras. Pode impor à amostra um diagrama <sup>(1)</sup> pré-estabelecido de excesso de poro pressões (LOWE, 1973) ou, ainda, velocidades de deformação ou tensões constantes. Tem-se, também, neste equipamento, o controle perfeito do início do ensaio. No entanto, surgem alguns problemas na sua utilização. Um deles é que o acréscimo de pressão imposto ao fluido da câmara ( $\Delta p$ ) pode não se transmitir integralmente a amostra de solo.

SHIELDS (1976) alertou para o fato, de que em um oedômetro hidráulico, a força exercida na amostra pode ser consideravelmente diferente da que é obtida teoricamente pela pressão do fluido vezes a área da seção transversal. Em Ottawa diz ele, fazem-se rotineiramente ensaios de gradiente contro

---

(1) No ensaio de gradiente controlado, à excessão dos instantes finais e iniciais a amostra é carregada de modo a manter uma mesma configuração de excessos de pressão neutra versus altura ao longo do tempo; assim, as pressões efetivas vão aumentando, não havendo variação do diagrama de excesso de pressão neutra.

lado onde a pressão neutra é lida na pedra porosa inferior e a drenagem é feita pelo topo. Constatou-se nesses ensaios erros na definição de pressões. Foi, por isso, montada uma calibração onde a célula, colocada com a parte inferior removida e virada de cabeça para baixo numa prensa triaxial, era carregada medindo-se a carga através da pressão do fluido e através de um anel dinamométrico.

As calibrações indicaram uma queda até 60% da carga aplicada e também, em alguns casos, um acréscimo até 120%.

O autor recomenda que todos os outros tipos de oedômetros hidráulicos sejam calibrados, trocando-se se necessário a membrana por outra mais flexível.

Na figura 4.2 tem-se a célula de adensamento hidráulica WF 24500. Nota-se que a membrana (7) deve ficar perfeitamente ajustada à amostra quando da montagem do ensaio para que não restem ali nem ar nem água que poderiam camuflar as medições de poro-pressão e deformações. A membrana, no entanto, precisa acompanhar as deformações do solo e, assim, se distender. Achou-se por todos esses motivos necessário fazer uma verificação da elasticidade da membrana.

Foram feitas três calibrações. Na primeira preencheu-se o espaço destinado a amostra com água e montou-se a célula normalmente. Aplicou-se uma pressão de  $5.00 \text{ kgf/cm}^2$  no fluido da câmara, tendo a drenagem, isto é, as torneiras liga



das ao topo e à base da amostra, fechada. Para mobilizar a membrana abria-se e fechava-se cuidadosamente a torneira ligada à base de modo a haver no espaço reservado para a amostra uma variação volumétrica lida através da bureta. Isto foi feito em diversos estágios lendo-se em cada um a pressão da água que ocupava o lugar da amostra. Com o aumento da variação volumétrica a membrana ia ficando mais solicitada e a pressão lida ia diminuindo. Tendo-se, assim a pressão absorvida pela membrana que é a diferença entre a pressão no fluido da câmara e a pressão lida. Na figura 4.28 curva 1 tem-se os dados da tensão absorvida pela membrana x variação volumétrica. Estes dados sofrem, no entanto, a seguinte restrição: não se impõe à membrana uma deformação igual à que ocorre durante o ensaio, isto é, aproximadamente horizontal. Intuitivamente, parece-nos, que ela tomaria uma forma mais natural, como uma superfície cônica, por exemplo.

Na segunda calibração, para definir melhor a deformação da membrana utilizou-se uma placa de acrílico de 4mm apoiada numa mola bastante flexível ocupando o espaço da amostra de solo. O método para calibração foi o mesmo descrito anteriormente, sendo que desprezou-se a carga absorvida pela mola. Na figura 4.28 curva 2 estão os dados da tensão absorvida pela membrana x variação volumétrica.

Suspeitando-se que a membrana poderia "descolar" da placa resolveu-se fazer uma terceira e última calibração utilizando-se molas mais rígidas.

Para a terceira calibração encomendaram-se 16 molas de 8mm de diâmetro, 14mm de altura, 1.4mm de diâmetro de arame e com 4 espiras (FAIRES, 1965). Ensaaiaram-se duas dessas molas no laboratório de vibrações da Engenharia Mecânica do CTC da PUC. Os respectivos gráficos tensão x deformação encontram-se na figura 4.28(a). A rigidez encontrada foi de  $K = 23.3 \text{ Kg/cm}$  sendo  $K$  médio do solo ensaiado de  $620 \text{ kg/cm}$ .

Montou-se a célula de maneira usual apenas substituindo-se a amostra de solo por 16 molas (para se ter a mesma rigidez do solo deveriam ser usadas 26 molas) dispostas simetricamente em paralelo encimados pela placa de acrílico usada na calibração anterior. Tem-se, assim, um modelo análogo ao modelo mecânico de adensamento de Terzaghi onde o solo é representado pelas molas e a placa tem a finalidade de distribuir as tensões de uniformizar as deformações. A torneira de drenagem ligada à base da célula funciona como válvula para simular a baixa permeabilidade do solo.

A terceira calibração foi basicamente diferente das outras duas. Aplicou-se uma pressão na câmara de  $3.00 \text{ kg/cm}^2$  e uma contra-pressão de igual valor. Os carregamentos foram ditados pela diminuição da contra pressão. Como a drenagem permaneceu sempre aberta qualquer carregamento transmitia-se quase que imediatamente ao sistema de molas tendo-se, assim, uma deformação que era lida pelo extensômetro. Os dados de pressão x deslocamento são apresentados na figura 4.29. A reta em linha cheia foi definida teoricamente calculando-se a

rigidez do sistema de molas ( $K = 373.33$ ). Esta reta foi corrigida (linha tracejada) obtendo-se uma nova origem justificando-se a forma inicial da curva das leituras como sendo devido a um ajustamento. Ressalta-se que o valor desta correção é muito pequeno ( $8 \times 10^{-2}$  mm).

A distância entre a reta tracejada e a linha "quebrada" definida pelas leituras representa a pressão absorvida pela membrana. Os dados de pressão absorvida versus de formação volumétrica específica encontram-se plotados na figura 4.28 curva 3).

Para melhor esclarecimento, resta dizer que parece bastante razoável supor que a carga absorvida seja função, apenas, da variação volumétrica e independente das pressões da câmara e contra pressão, desde que, a membrana se deforme seguindo sempre um mesmo padrão.

Na figura 4.29 apresentam-se os dados  $\bar{\sigma}_V \times \epsilon_V$  % do ensaio 6 corrigidos com os dados obtidos na terceira calibração. A influência da membrana será novamente analisada no item 6.2.

#### 4.4 - Possíveis Fontes de Erro nas Medições

##### 4.4.1 - Influência do Medidor de Volume na Leitura de Poro - Pressões.

Duarte (1977) apresenta dados de percentagem de dissipação de pressões neutras no topo versus tempo, correspondentes a ensaios de adensamento, onde se supôs ter havido influência do medidor de volume nas leituras de poro - pressões . Encontrou-se um residual de  $0.35 \text{ Kgf/cm}^2$ .

Fez-se por isso um cálculo simplificado a fim de estimar qual a faixa de pressões correspondente à influência do medidor. Note-se que este fenômeno é esperado devido à diferença do peso específico entre a água e o querosene.

Na figura 4.26 tem-se um esquema de um medidor de volume ligado a um pote de mercúrio e uma célula. Demonstra-se na figura que influência do medidor de volume é igual a

$$\text{Influência} = 2\Delta q_1 (\gamma_q - \gamma_w)$$

$$\text{Para } \gamma_q = 0.8 \text{ gf/cm}^3 \text{ e } \gamma_w = 1.0 \text{ gf/cm}^3$$

O erro máximo quando se tem uma bureta de 50 cm de altura será de  $0.02 \text{ kgf/cm}^2$ .

#### 4.4.2 - Influência da Rigidez do Sistema de Leituras de Pressão Neutra.

Northey e Thomas (1965), em relação à medição de pressões neutras, dizem que seguindo-se a aplicação de um novo incremento de carga, em um ensaio de adensamento<sup>(1)</sup>, a pressão neutra aumenta extremamente rápido e então dissipa-se a uma velocidade que é função da espessura da amostra, da permeabilidade e da compressibilidade. Em amostras finas de baixa compressibilidade, o volume total de água a ser expelido durante um incremento é muito pequeno. Então, se qualquer porção significativa deste volume é requerida para ativar o sistema de medida, o verdadeiro "pico" de pressão neutra não é registrado e, ainda, se uma drenagem, mesmo que temporária, ocorre em ambas as faces da amostra, o adensamento é acelerado concomitantemente ao carregamento. Segundo os autores, no caso de solos de baixa compressibilidade e para amostras de dimensões usuais um sistema de medida de pressões neutras bastante rígido é necessário.

Wissa (1969) estudando a influência da compressibilidade do sistema de medição de poro-pressão, recomenda que: o volume total das linhas de medição de pressão neutra seja de 3%, no máximo, do volume dos poros da amostra, tendo o transdutor uma compressibilidade não maior que  $1.6 \times 10^{-5} \text{ cm}^3$  por  $\text{Kgf/cm}^2$ .

---

(1) Refere-se a um oedômetro onde não haja perfeito controle do instante inicial da drenagem.

O volume das linhas de medição foi estimado em torno de  $0.15 \text{ cm}^3$  que é bem menor que  $1.35 \text{ cm}^3$  correspondentes a 3% do volume de vazios da amostra.

#### 4.4.3 - Influência do Ar nas Linhas de Medição de Pressão Neutra.

Bishop e Henkel (1962) indicam que bolhas de ar presas são, na verdade, o principal risco ao se fazer medições de pressão neutra. Alerta-se que em um equipamento novo, ou em um sem uso por algum tempo, pequenas bolhas de ar ou outro gás tendem a aderir às paredes dos vários tubos e apetrechos, necessitando maior cuidado na saturação.

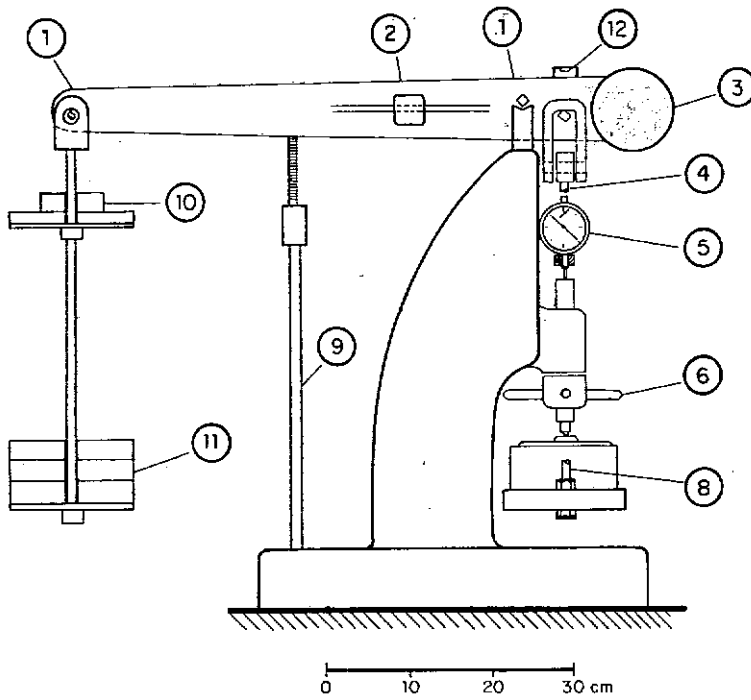
#### 4.5 - Conclusões

- A montagem do ensaio no oedômetro hidráulico WF 24500 é trabalhosa e demorada podendo comprometer a boa qualidade do corpo de prova;

- Mais conveniente seria se a face não drenada fosse a inferior garantindo-se, assim, maior rigidez e melhor saturação da linha de leitura das poro-pressões. Isto pode ser feito modificando-se, apenas, o estado de tensões na outra face que, ao invés de, um estado de tensões constantes seria solicitado por um estado de deformações constantes.

- A compressibilidade dos elementos da célula em relação ao material ensaiado mostrou-se significativa justificando uma correção nos resultados de ensaios.

- O medidor de volume pode alterar as leituras de contra pressão devido à diferença entre o peso específico do querosene e da água, até um valor de  $0.02 \text{ Kgf/cm}^2$  para uma bureta de 50 cm.



- 1 - Pontos de apoio angulares.
- 2 - Peso para ajustamento fino.
- 3 - Peso para balanço.
- 4 - Hastes de sustentação do apoio da célula.
- 5 - Extensômetro fixo no apoio da célula.
- 6 - Parafuso para nivelar o braço de alavanca.
- 7 - Célula de adensamento.
- 8 - Hastes de sustentação.
- 9 - Apoio para o braço quando da montagem do ensaio.
- 10 e 11 - Pesos.
- 12 - Nivel.

FIG. 4.1- DESENHO ESQUEMÁTICO DA PRENSA TIPO BISHOP UTILIZADA EM ENSAIOS CONVENCIONAIS.

- 1 - Base da célula.
- 2 - Corpo da célula.
- 3 - Redução.
- 4 - Anel confinante.
- 5 - Anel guia da placa de distribuição de carga.
- 6 - Pedras porosas.
- 7 - Placa de distribuição de carga.

FOTO 4.1- PEÇAS DA CÉLULA DE ADENSAMENTO.



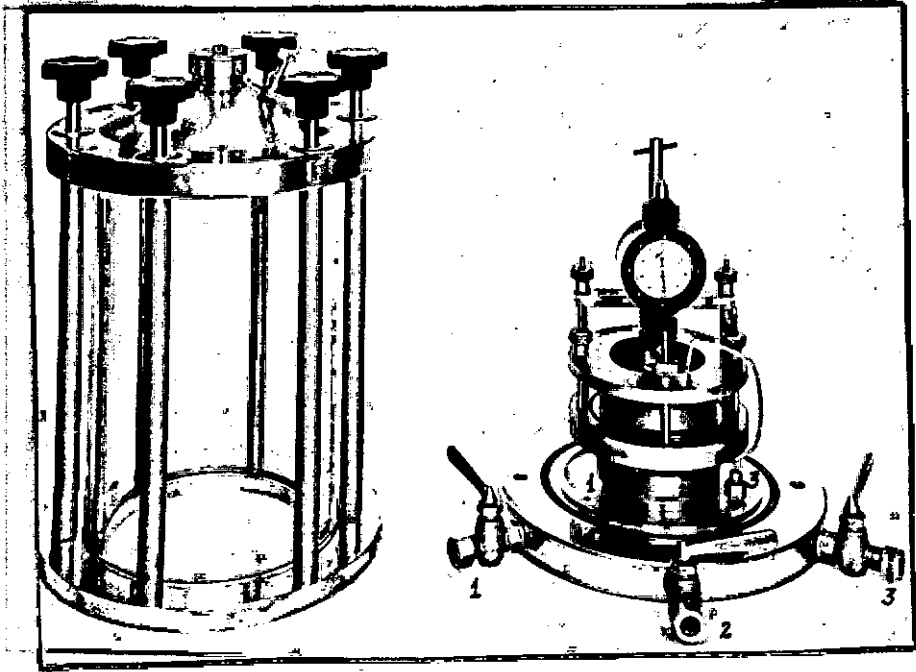
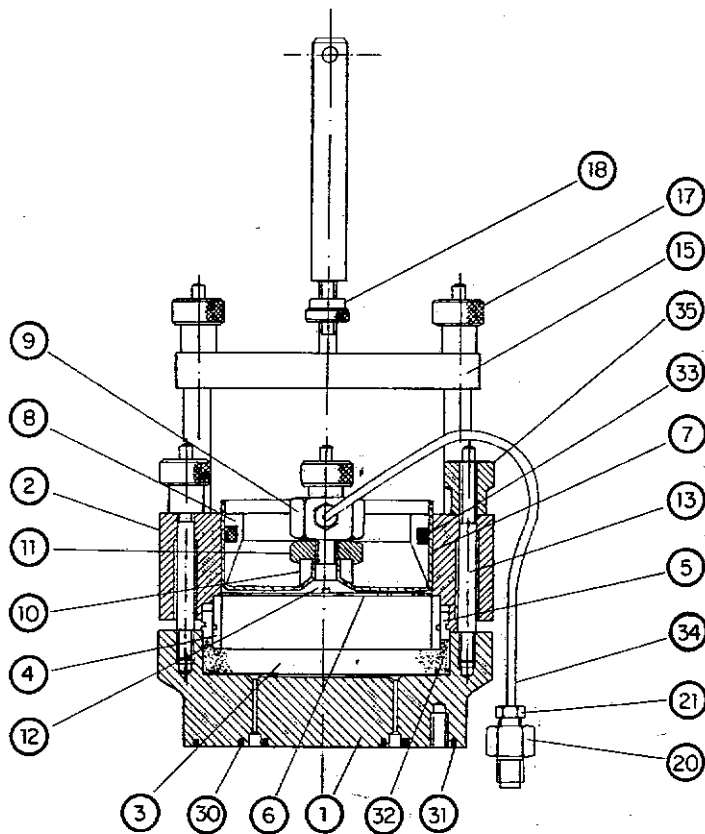


FOTO 4.2 - WF 24500 - CÂMARA TRIAXIAL 4 ADAPTADA PARA A EXECUÇÃO DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO.



"CORTE" ESQUEMÁTICO DA CÉLULA DE ADENSAMENTO.

FIG. 4.2 - WF 24500 - CÉLULA DE ADENSAMENTO PRESSURIZADA HIDRAULICAMENTE.

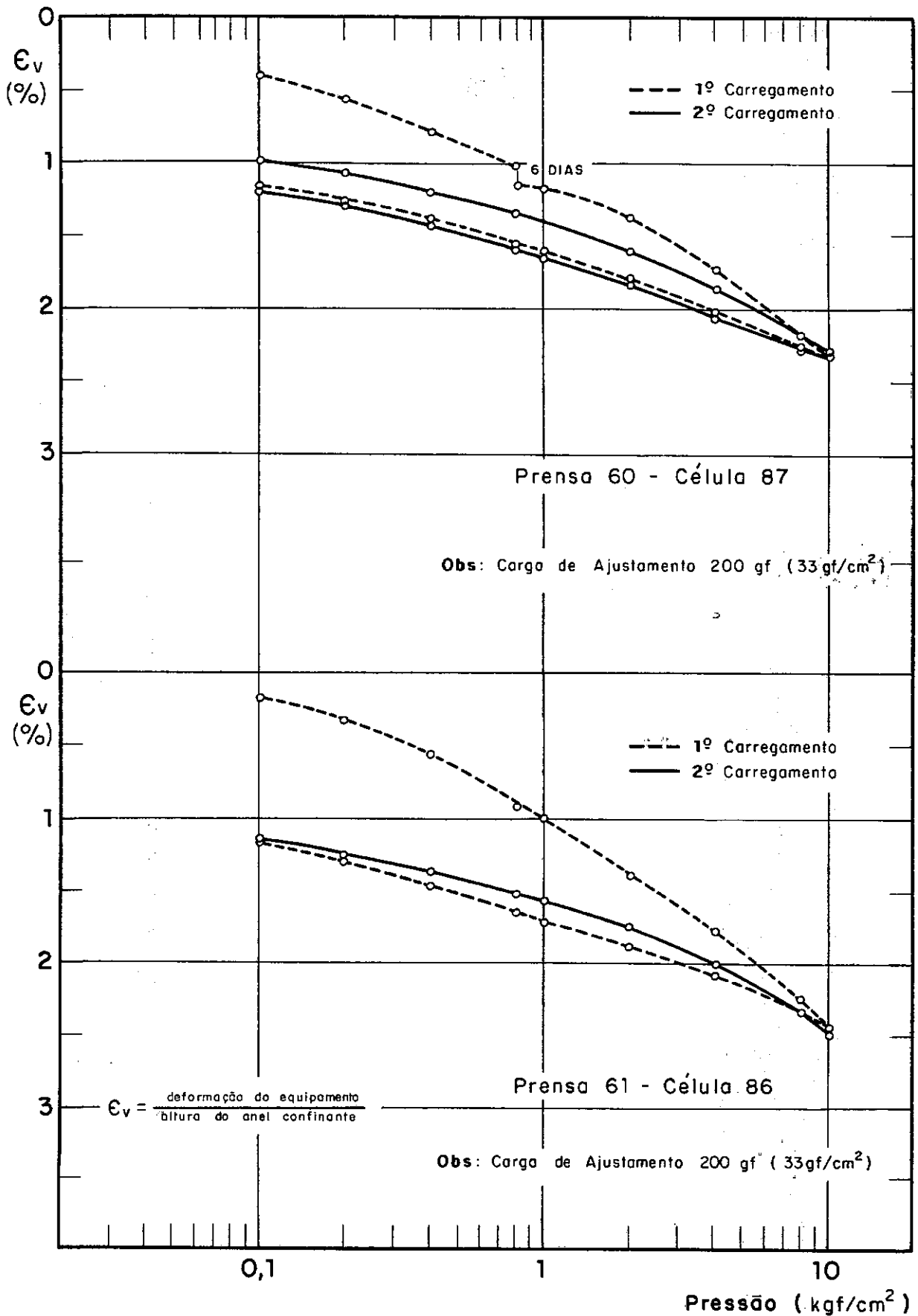


FIG. 4.3 - CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS CONVENCIONAIS 86 e 87.

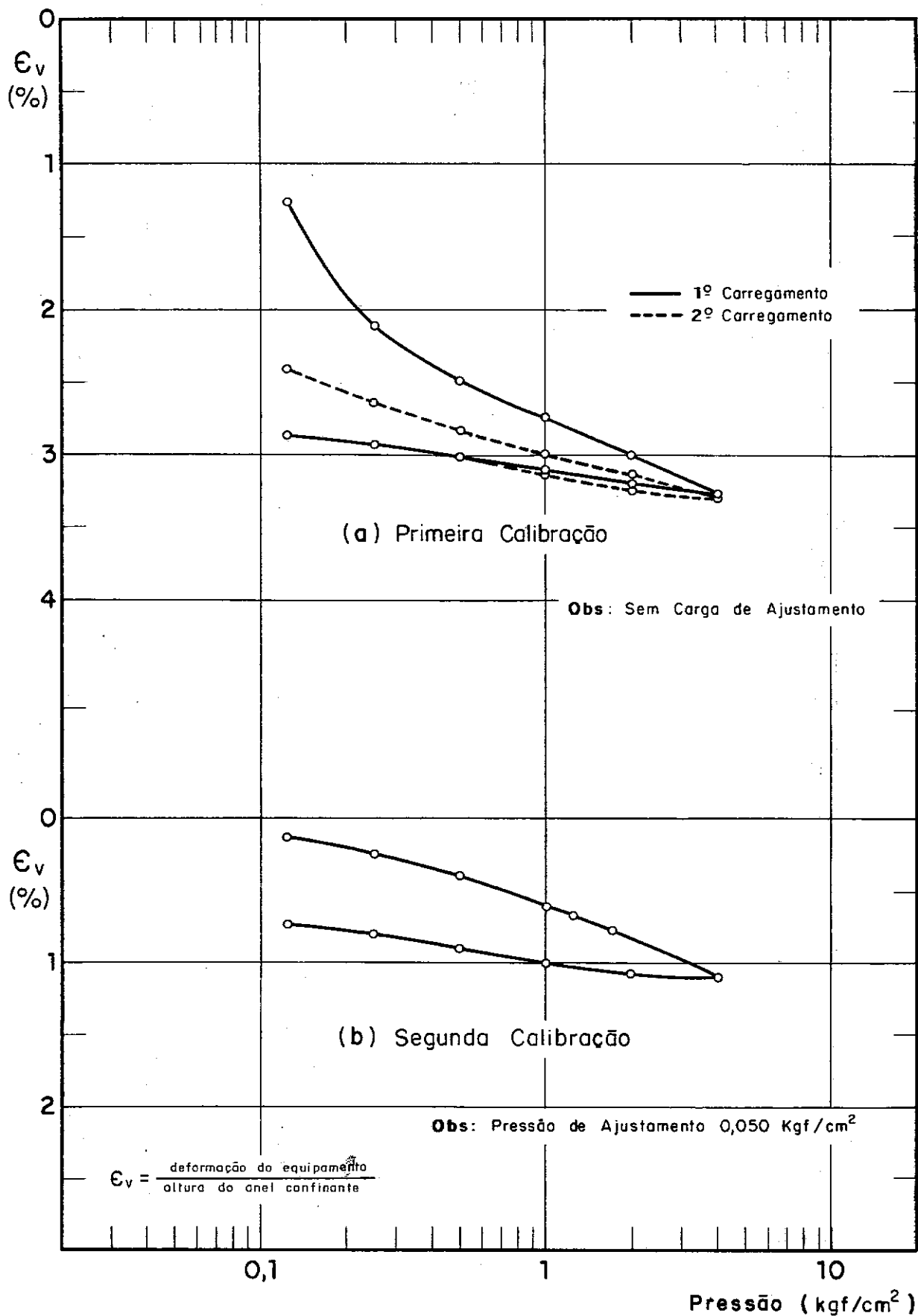


FIG. 4.4 - CALIBRAÇÃO DO OEDÔMETRO HIDRÁULICO WF 24500.

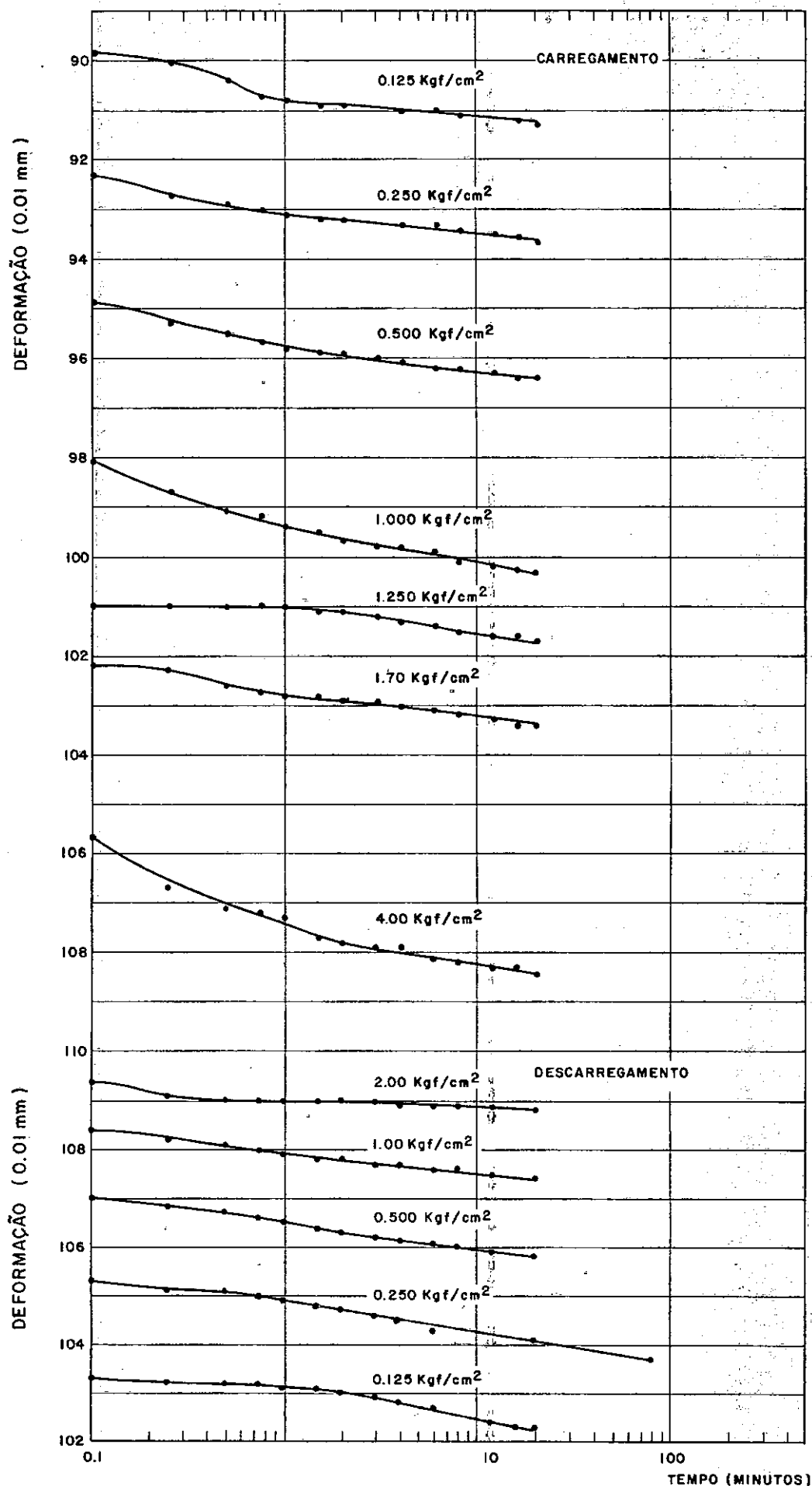


FIG. 4.5 - DADOS DE DEFORMAÇÃO x TEMPO DA SEGUNDA CALIBRAÇÃO

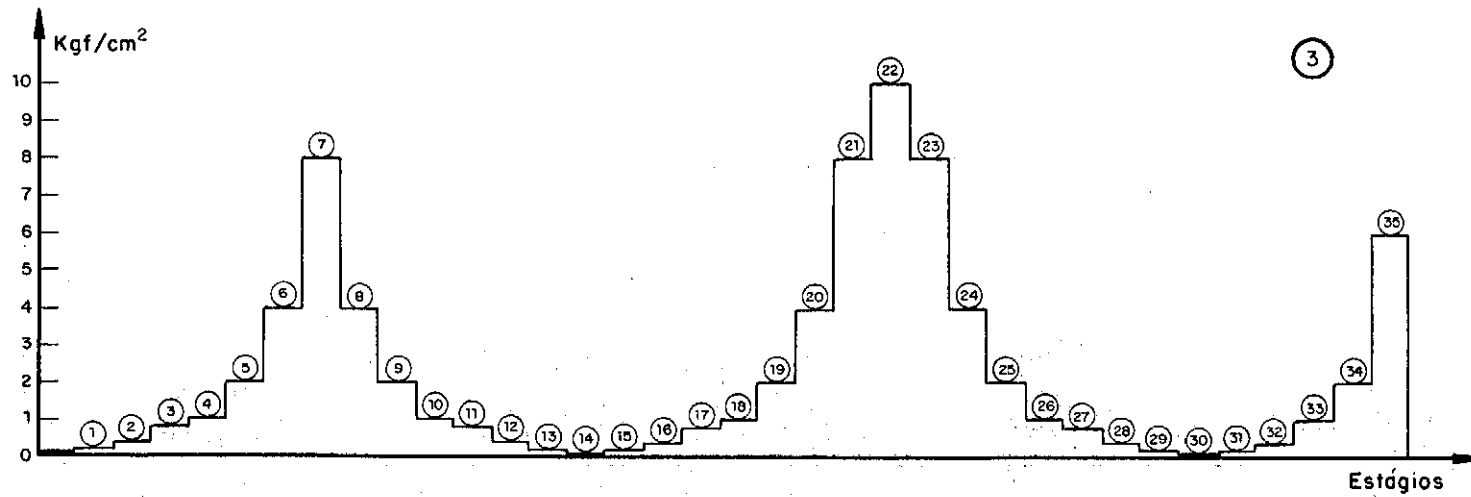
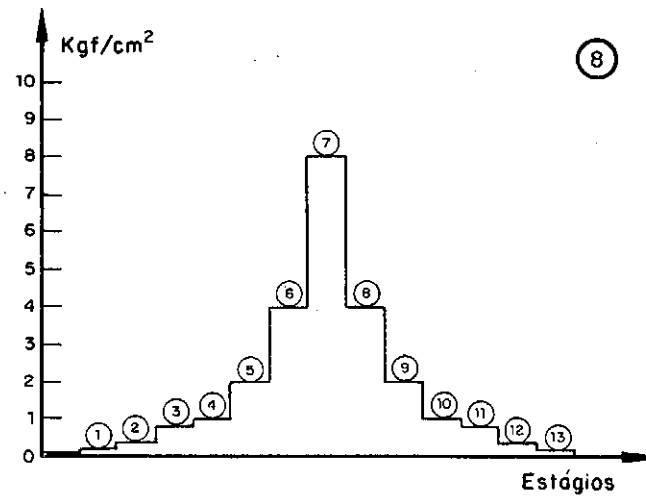


FIG. 4.6 - SEQUÊNCIA DOS INCREMENTOS DE PRESSÃO NOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO CONVENCIONAIS.

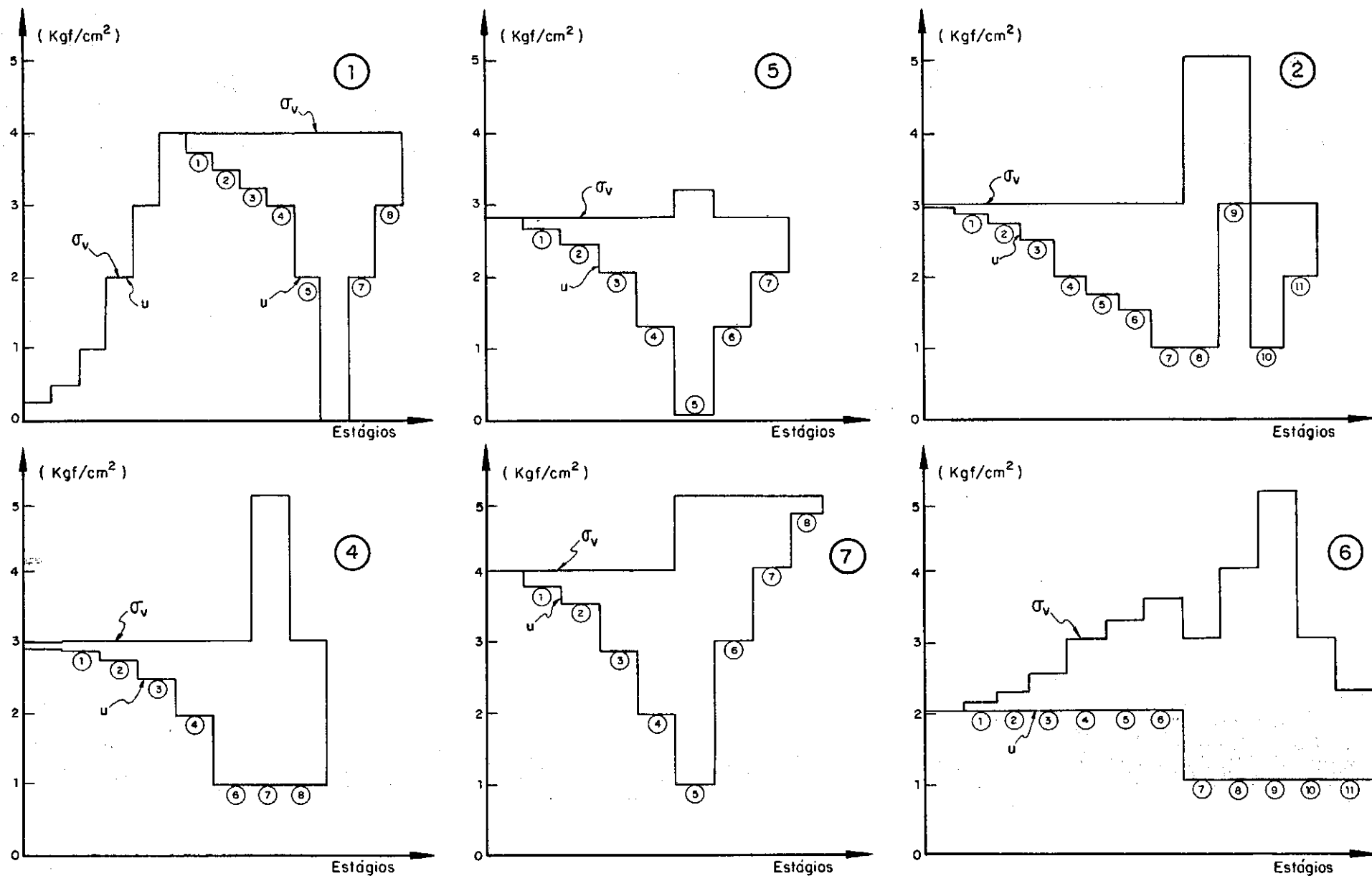


FIG. 4.7 - SEQUÊNCIA DE APLICAÇÃO DOS INCREMENTOS DE PRESSÃO NOS ENSAIOS REALIZADOS NO OEDÔMETRO HIDRÁULICO.

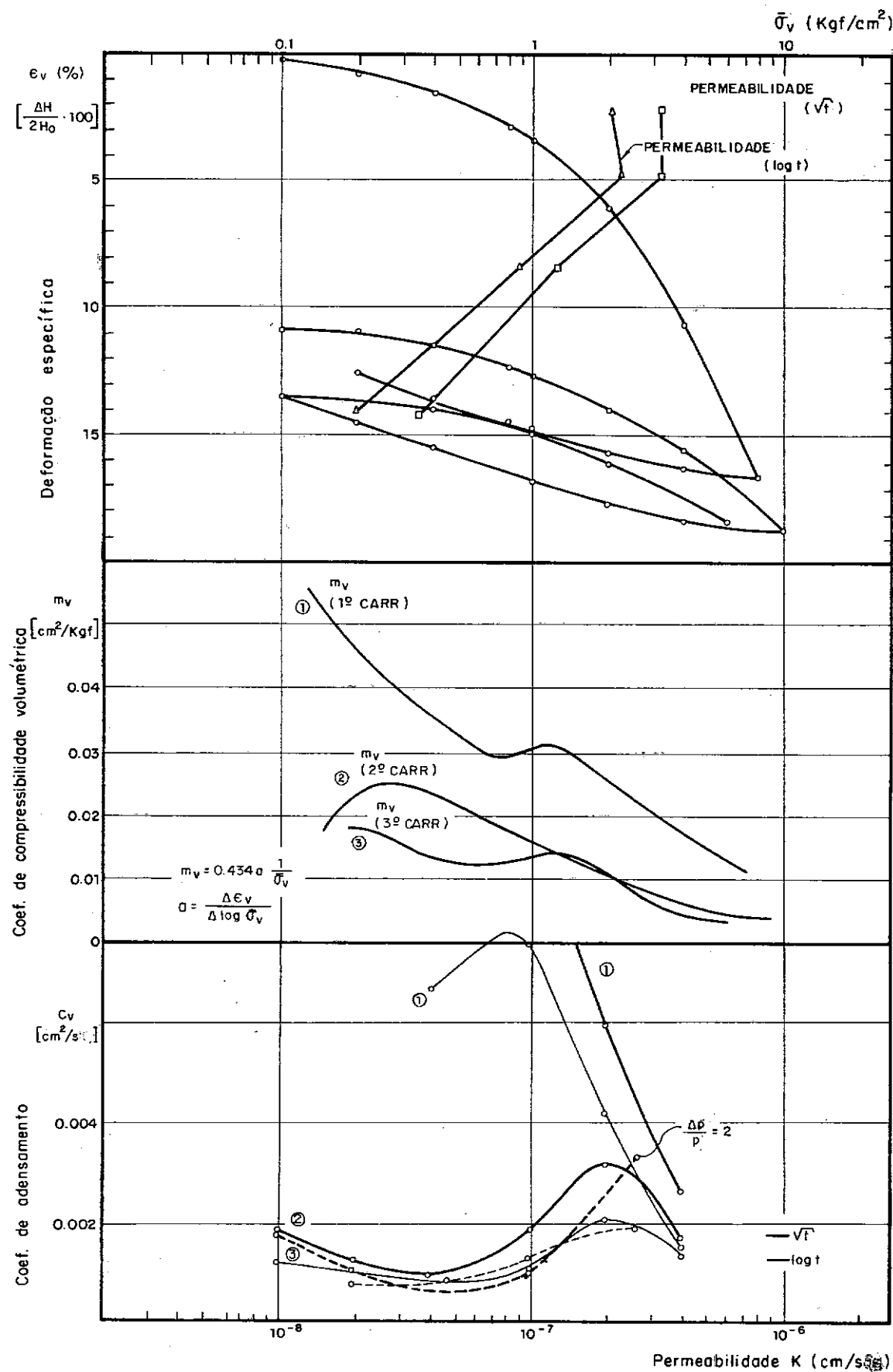


FIG. 4.8 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$  e  $\log K \times \epsilon_v$  DO ENSAIO Nº 3 CONVENCIONAL.

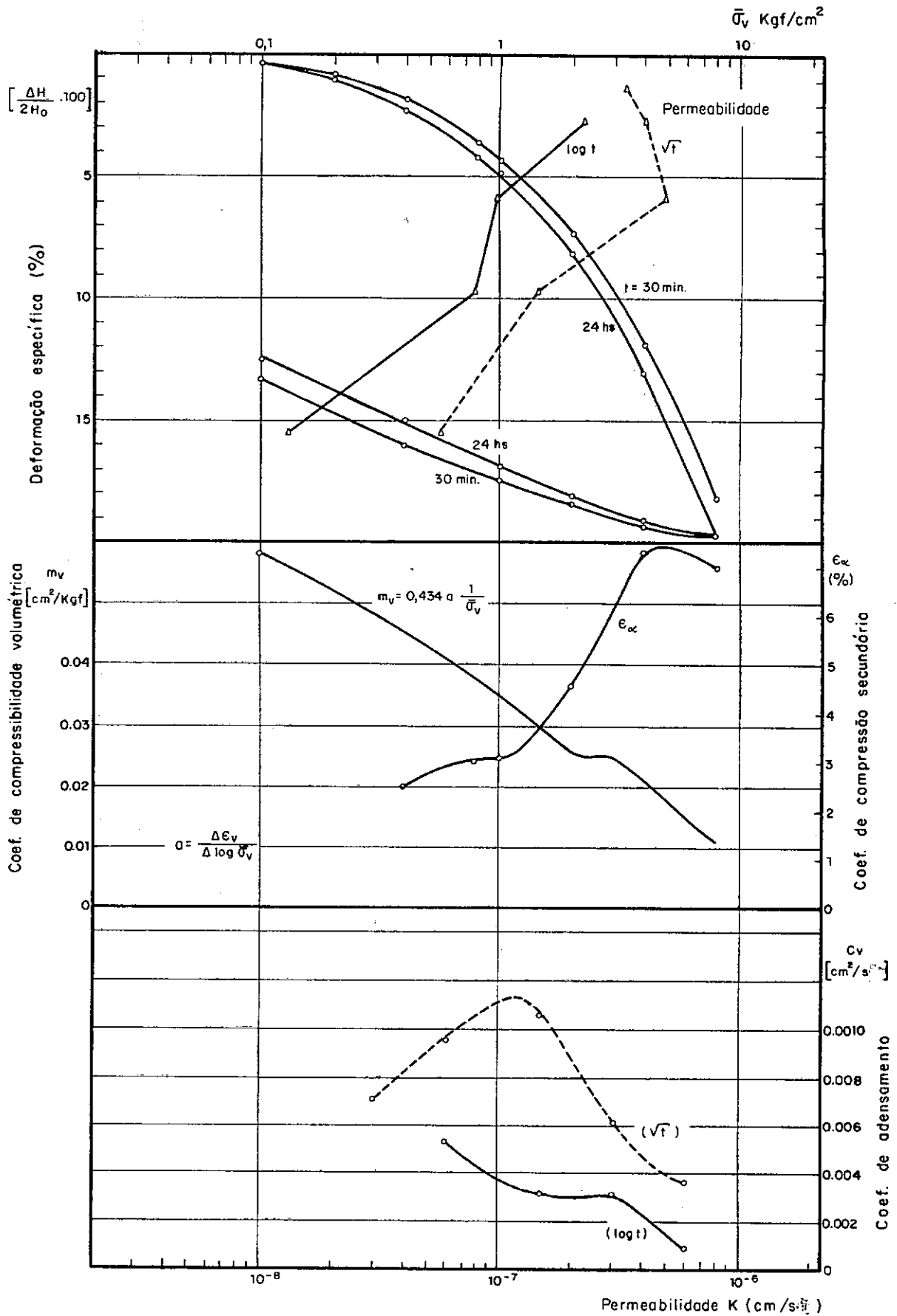


FIG. 4.9 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \bar{\sigma}$ ,  $m_v \times \bar{\sigma}$ ,  $C_v \times \bar{\sigma}$  e  $K \times \log \bar{\sigma}$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 8 CONVENCIONAL.



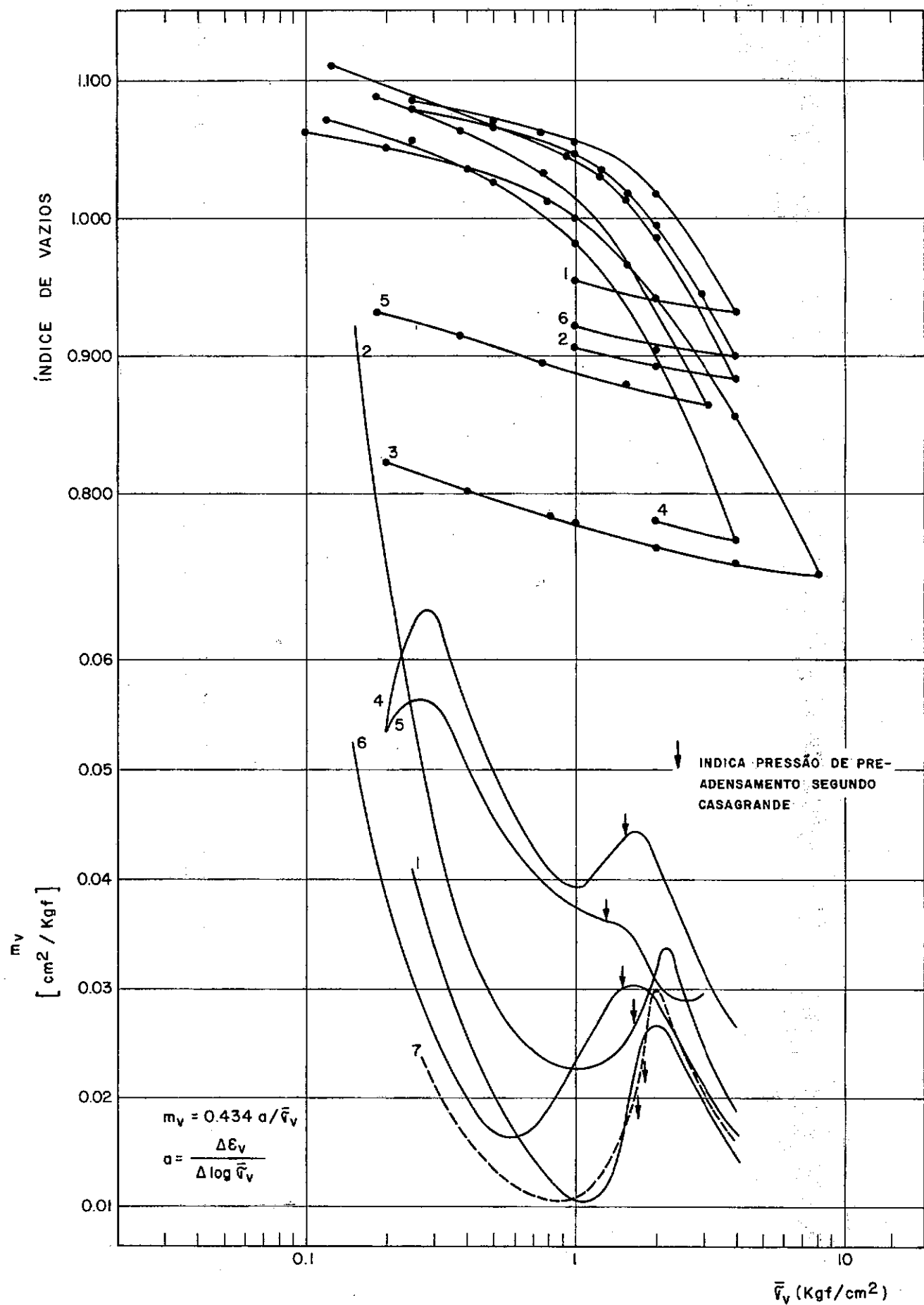


FIG. 4.10 - CURVAS  $e \times \log \bar{v}_v$  e  $m_v \times \log \bar{v}_v$

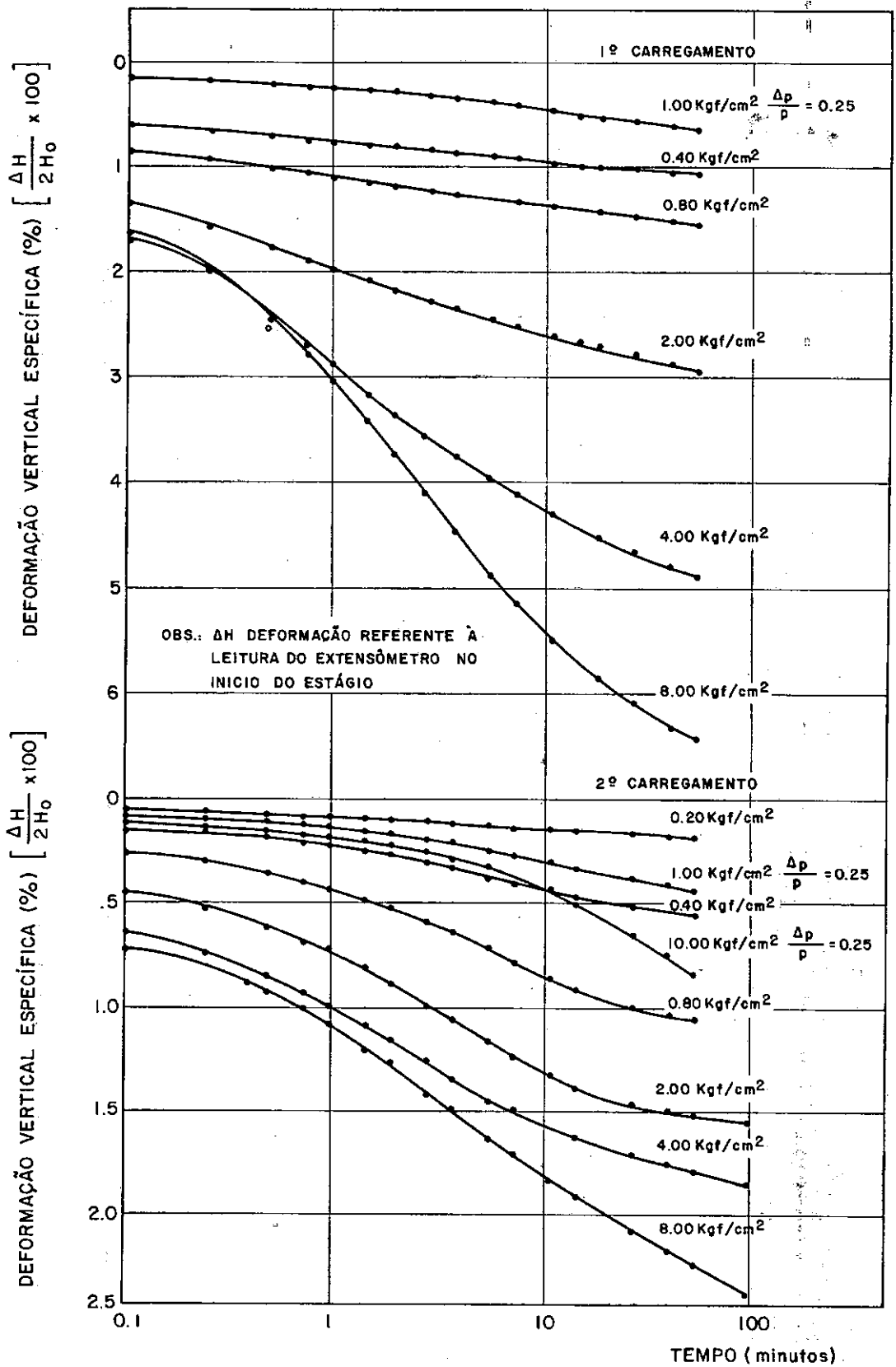


FIG. 4.11 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log t$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 3

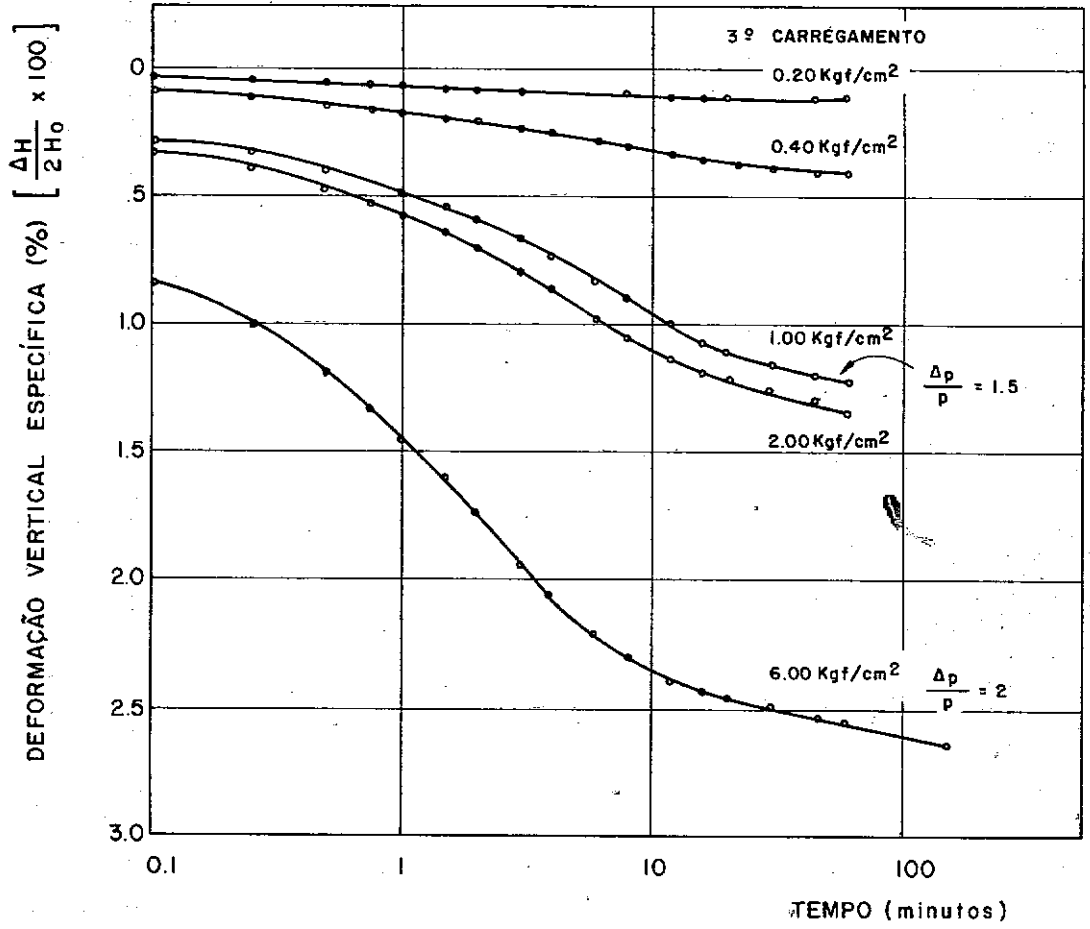


FIG. 4.11 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log t$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 3

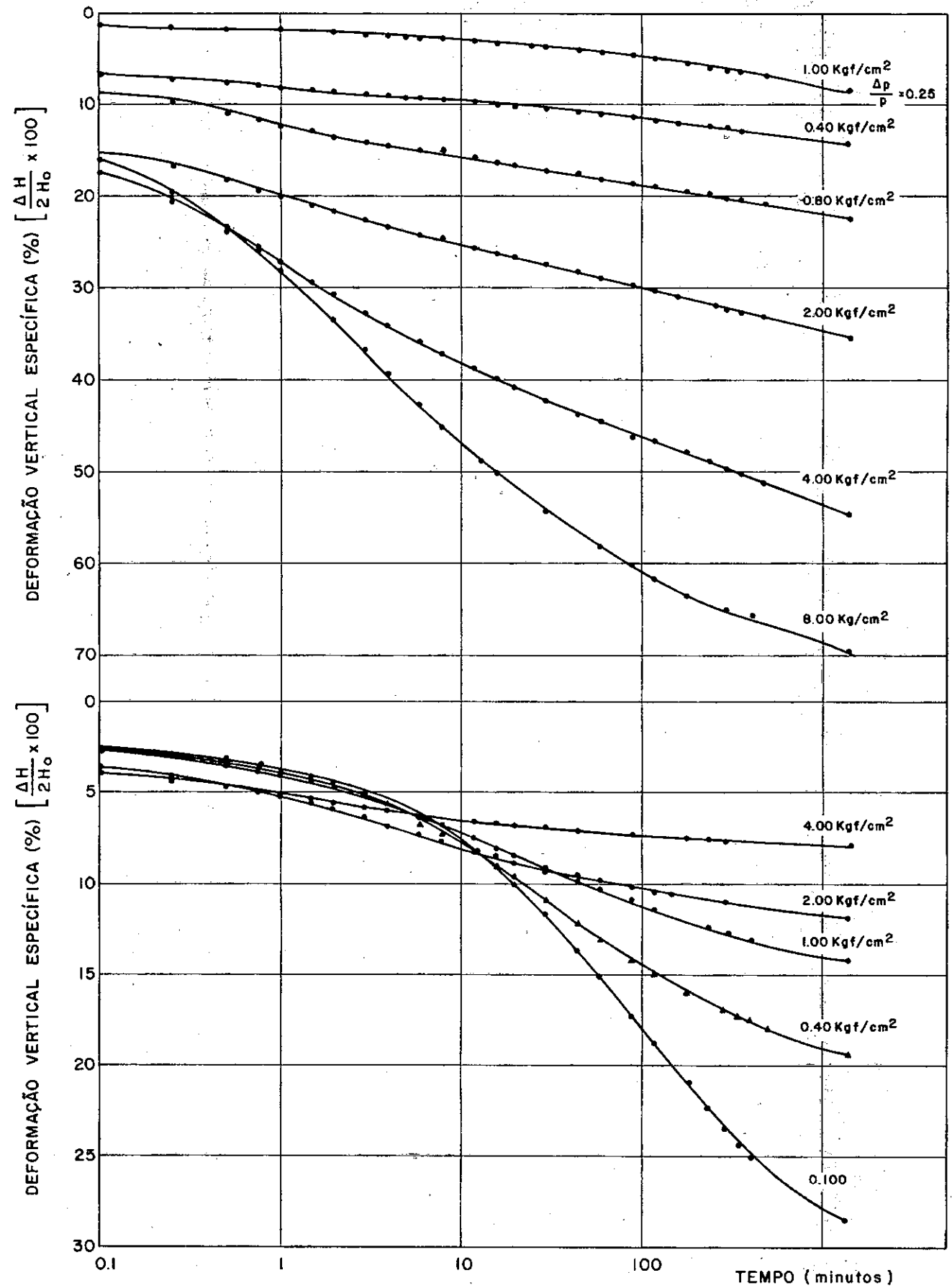


FIG. 4.12 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log t$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 8

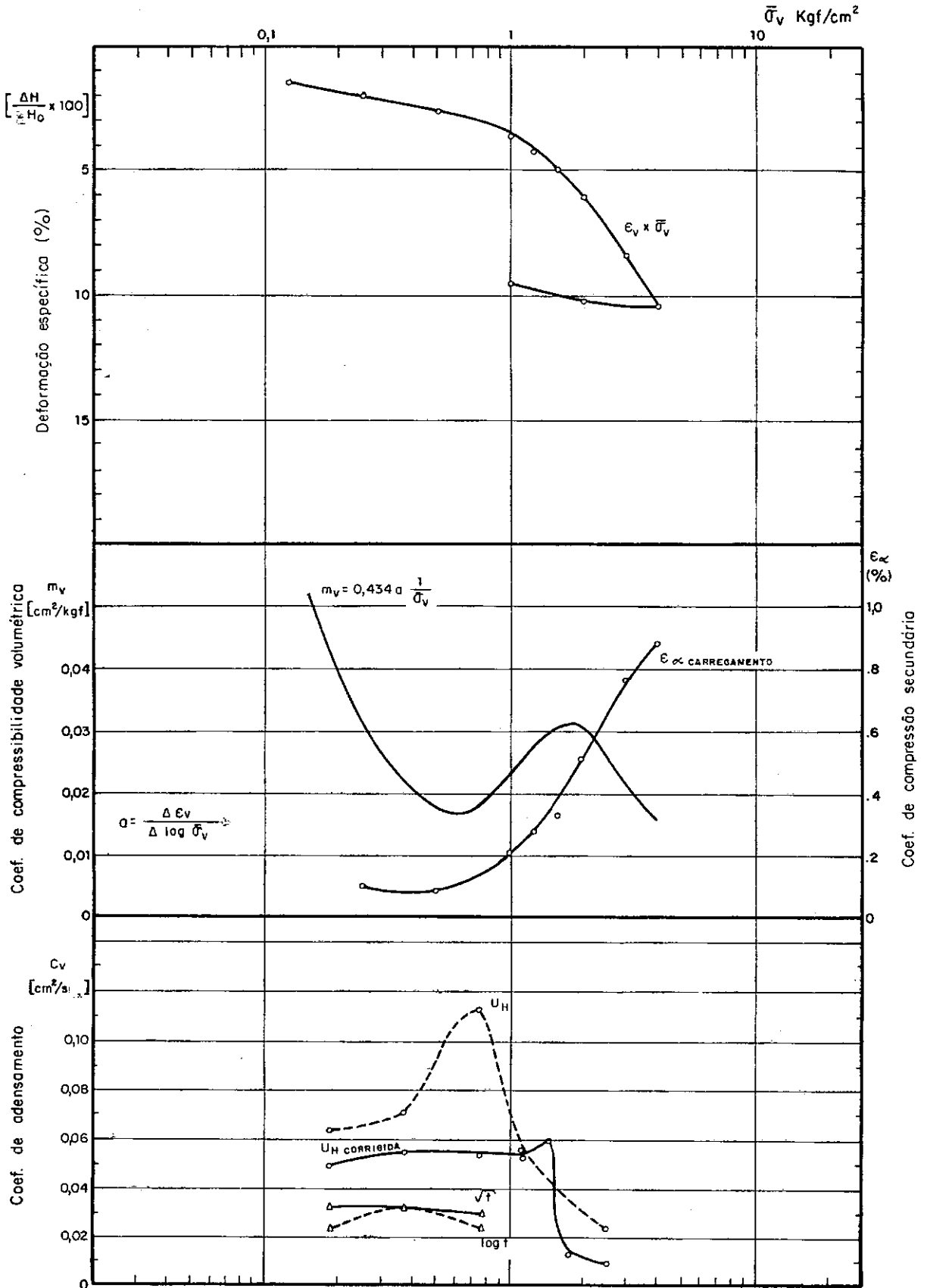


FIG. 4.13 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$  e  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$  e  $\epsilon_\alpha \times \log \bar{\sigma}_v$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 6.

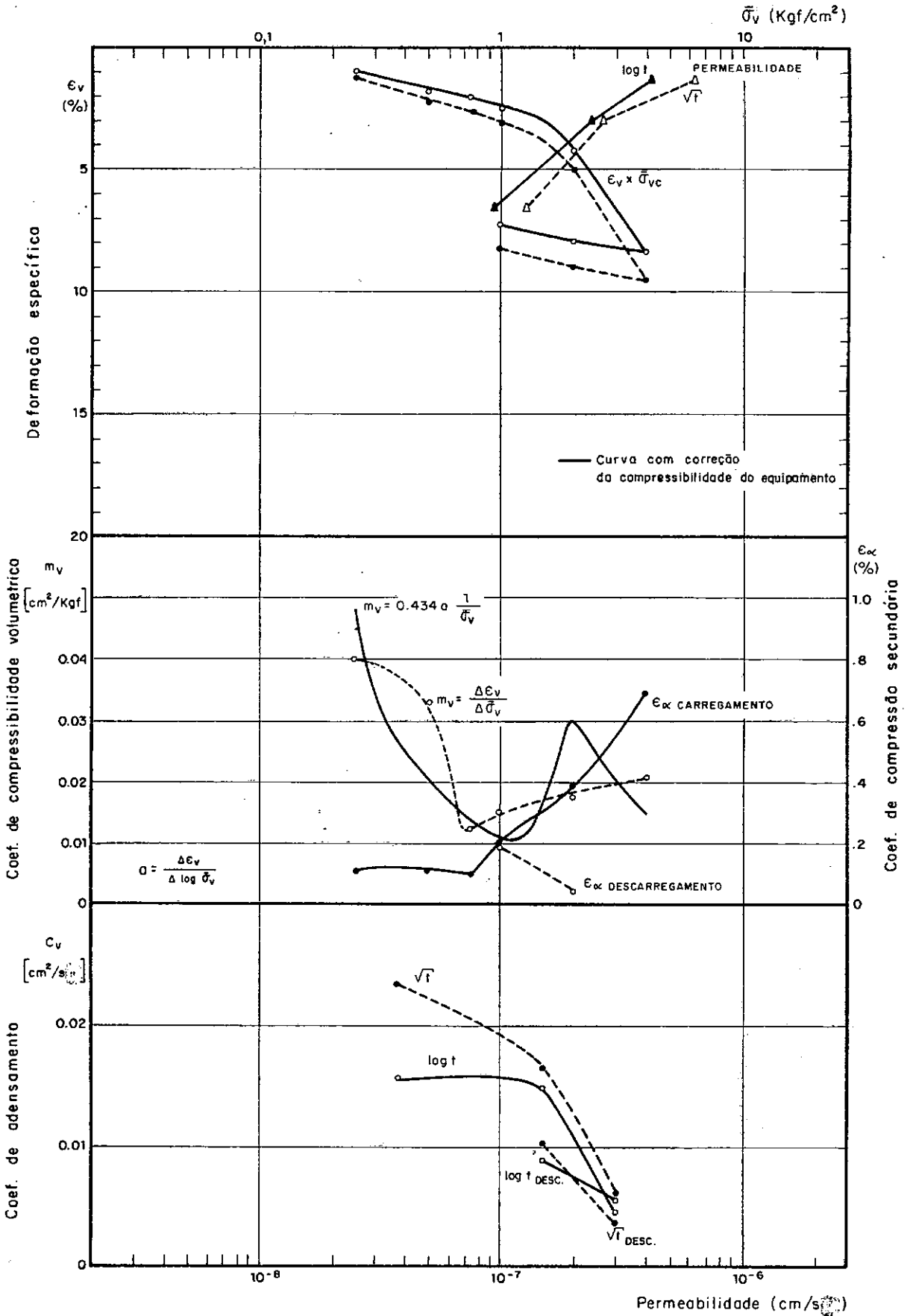


FIG. 4.14 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $\epsilon_v \times \log K$  e  $\epsilon_\alpha \times \log \bar{\sigma}_v$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 1.

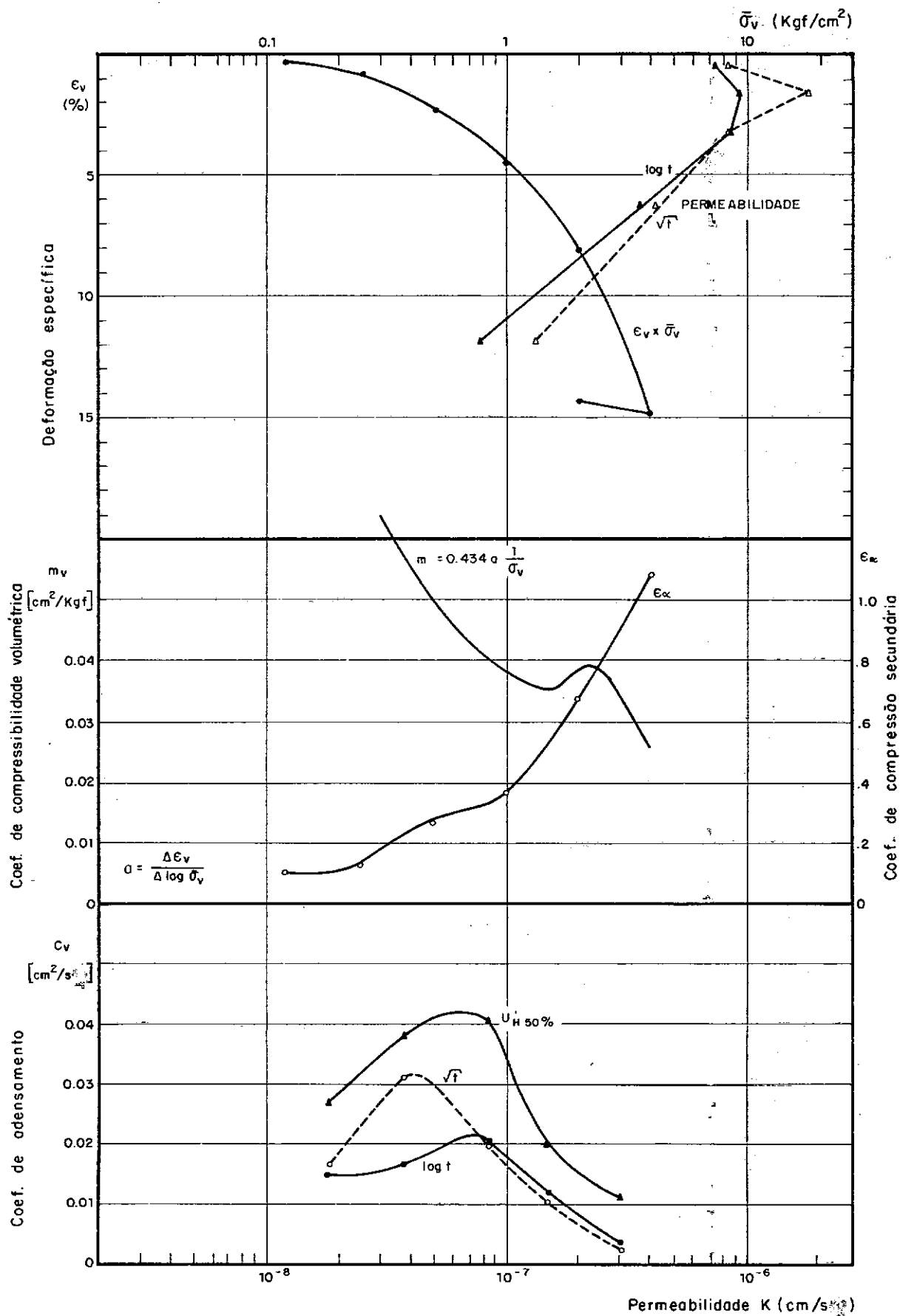


FIG. 4.15 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $\epsilon_v \times \log K$  e  $\epsilon_\alpha \times \log \bar{\sigma}_v$  CORRESPONDENTE AO ENSAIO 4.

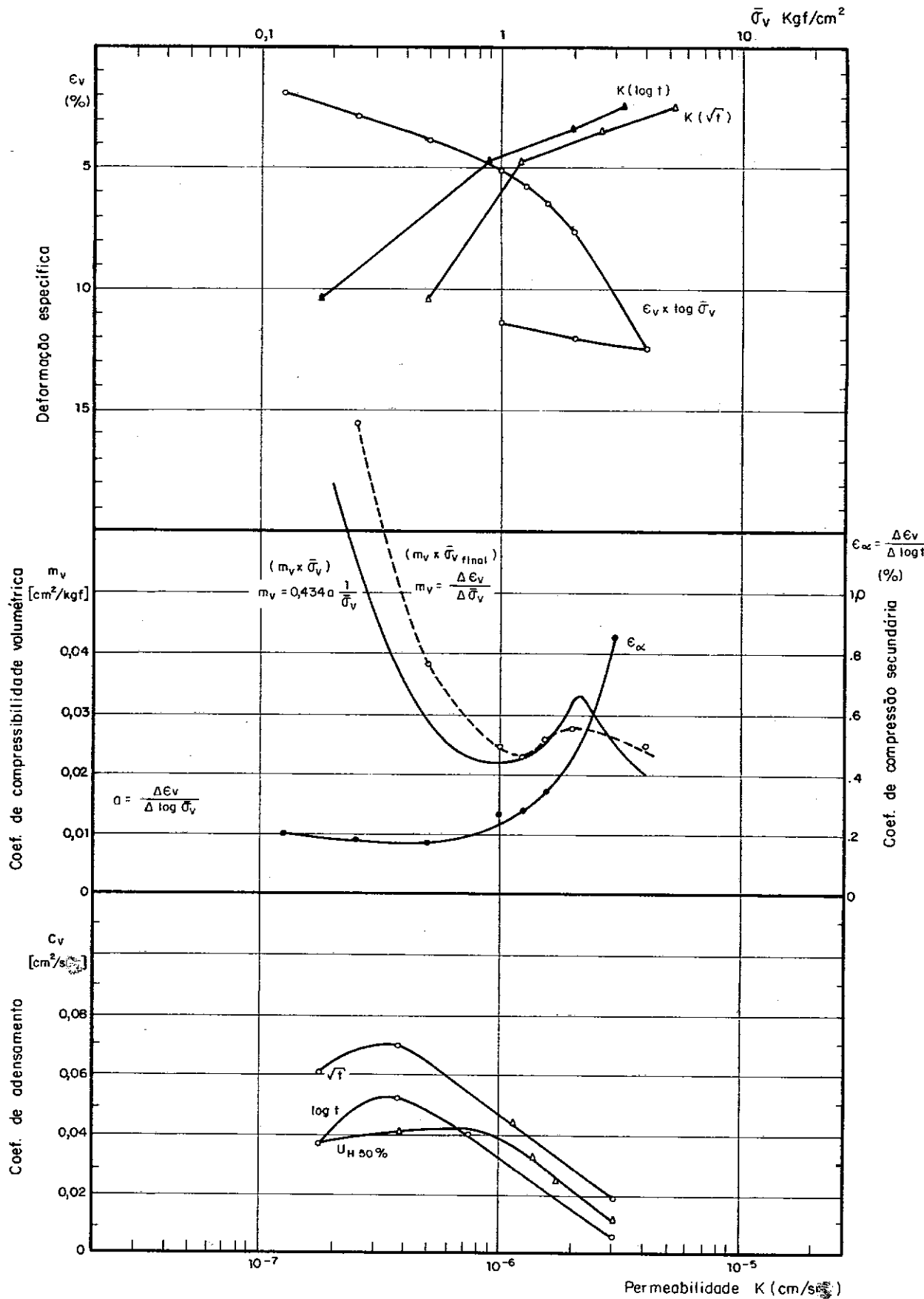


FIG. 4.16 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $\epsilon_v \times \log K$  e  $\epsilon_\alpha \times \log \bar{\sigma}_v$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 2.



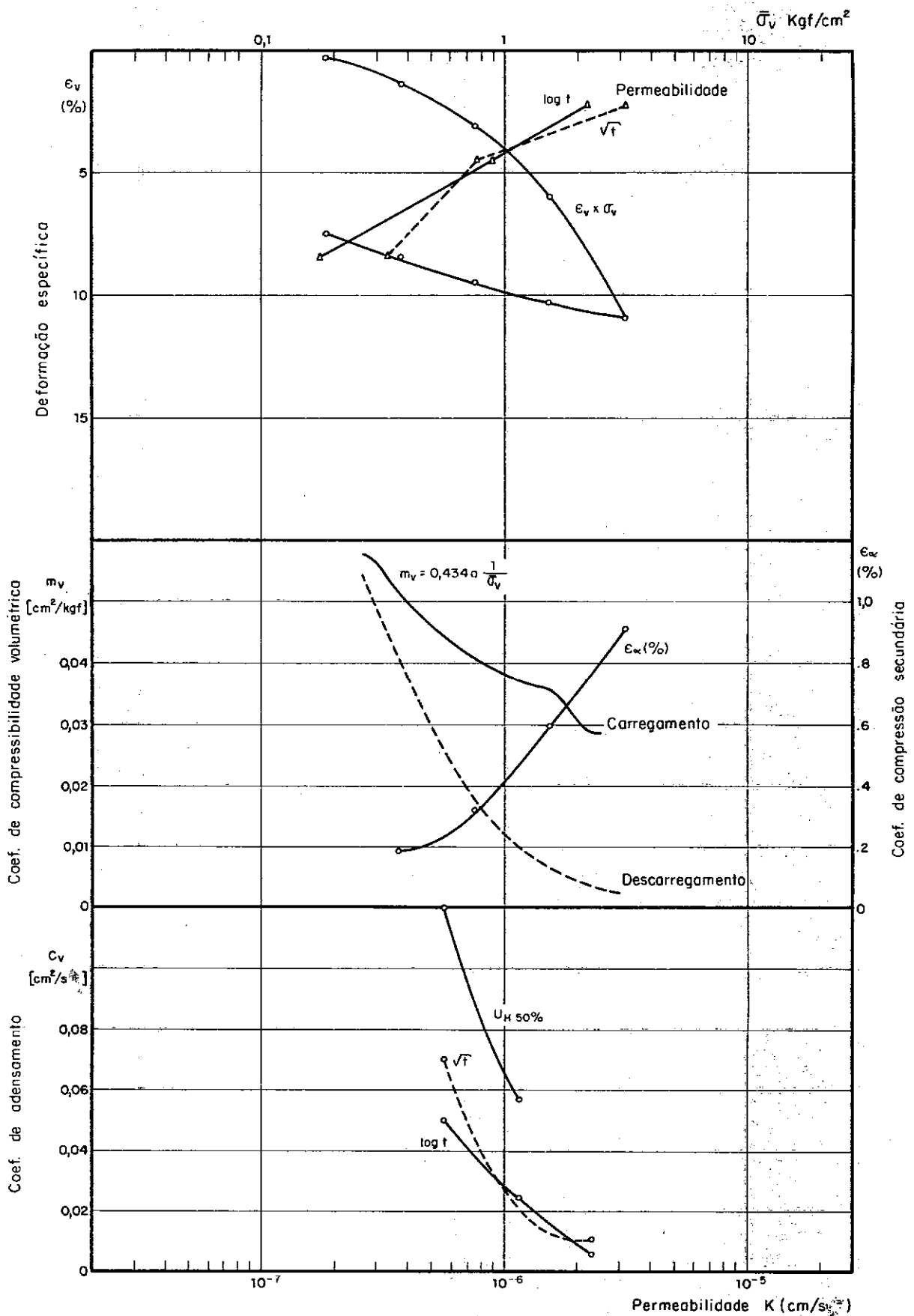


FIG. 4.17 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $\epsilon_v \times \log K$  e  $\epsilon_\alpha \times \log \bar{\sigma}_v$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 5.

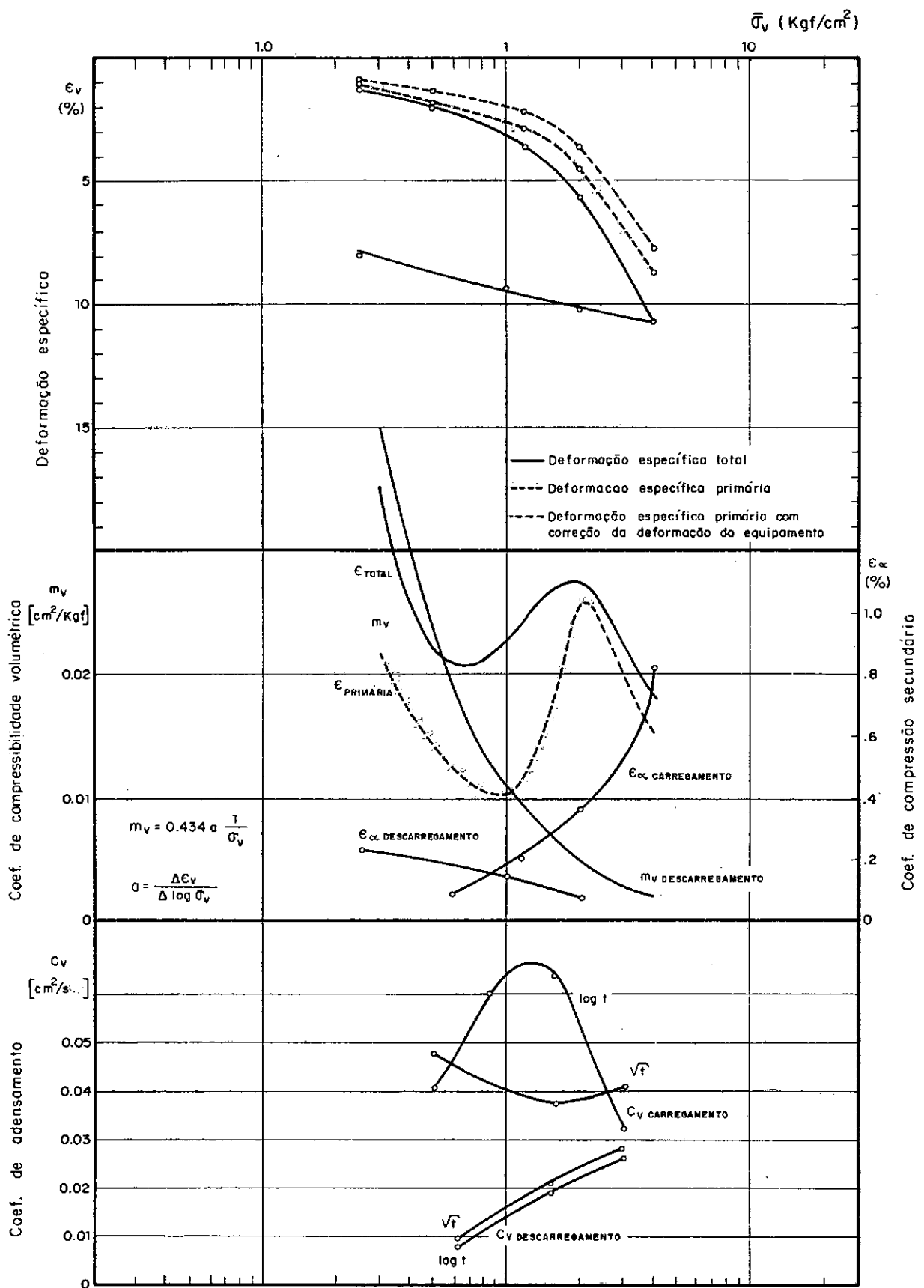


FIG. 4.18 - DADOS DE  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $C_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ,  $\epsilon_v \times \log K$  e  $\epsilon_\alpha \times \log \bar{\sigma}_v$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 7.

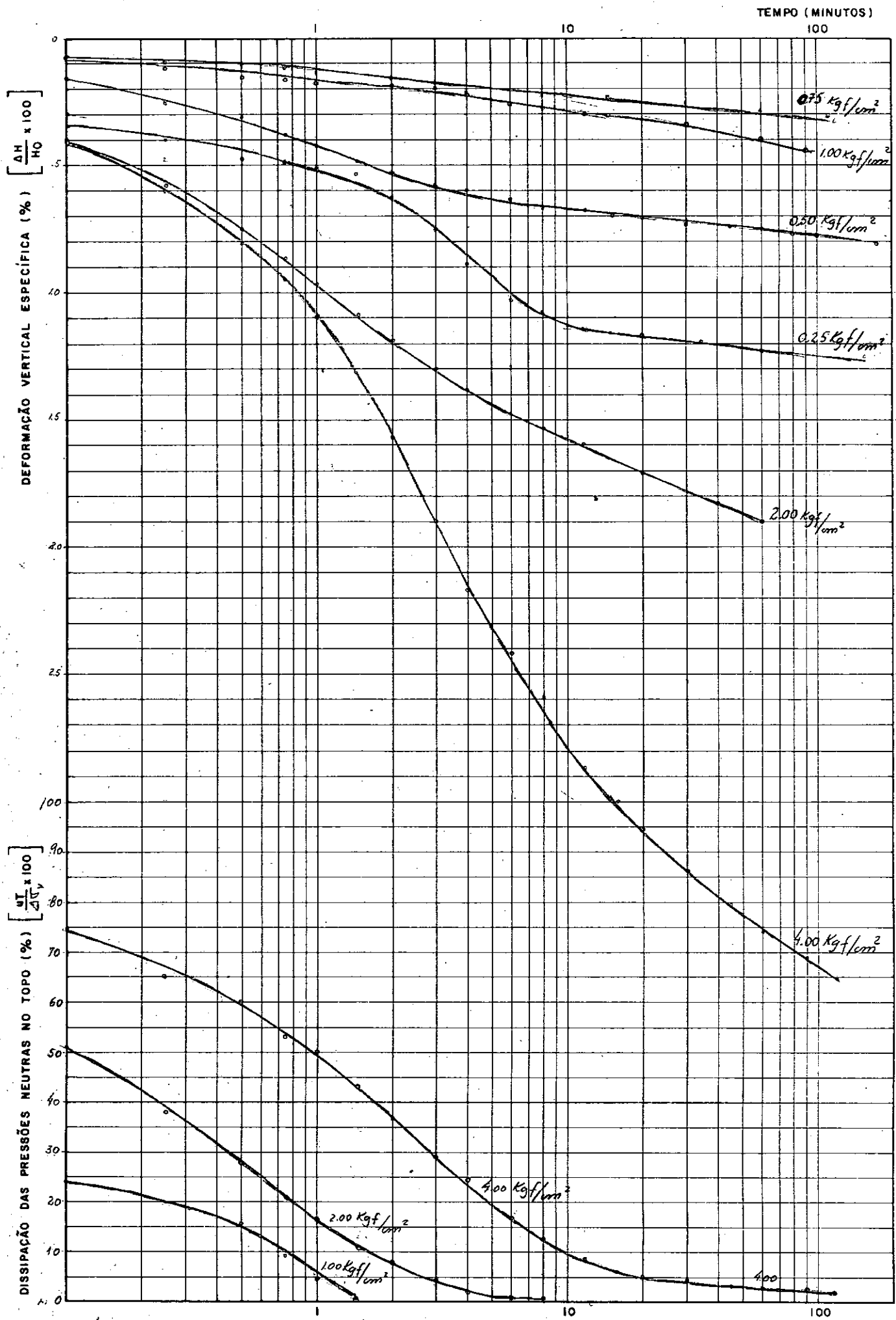
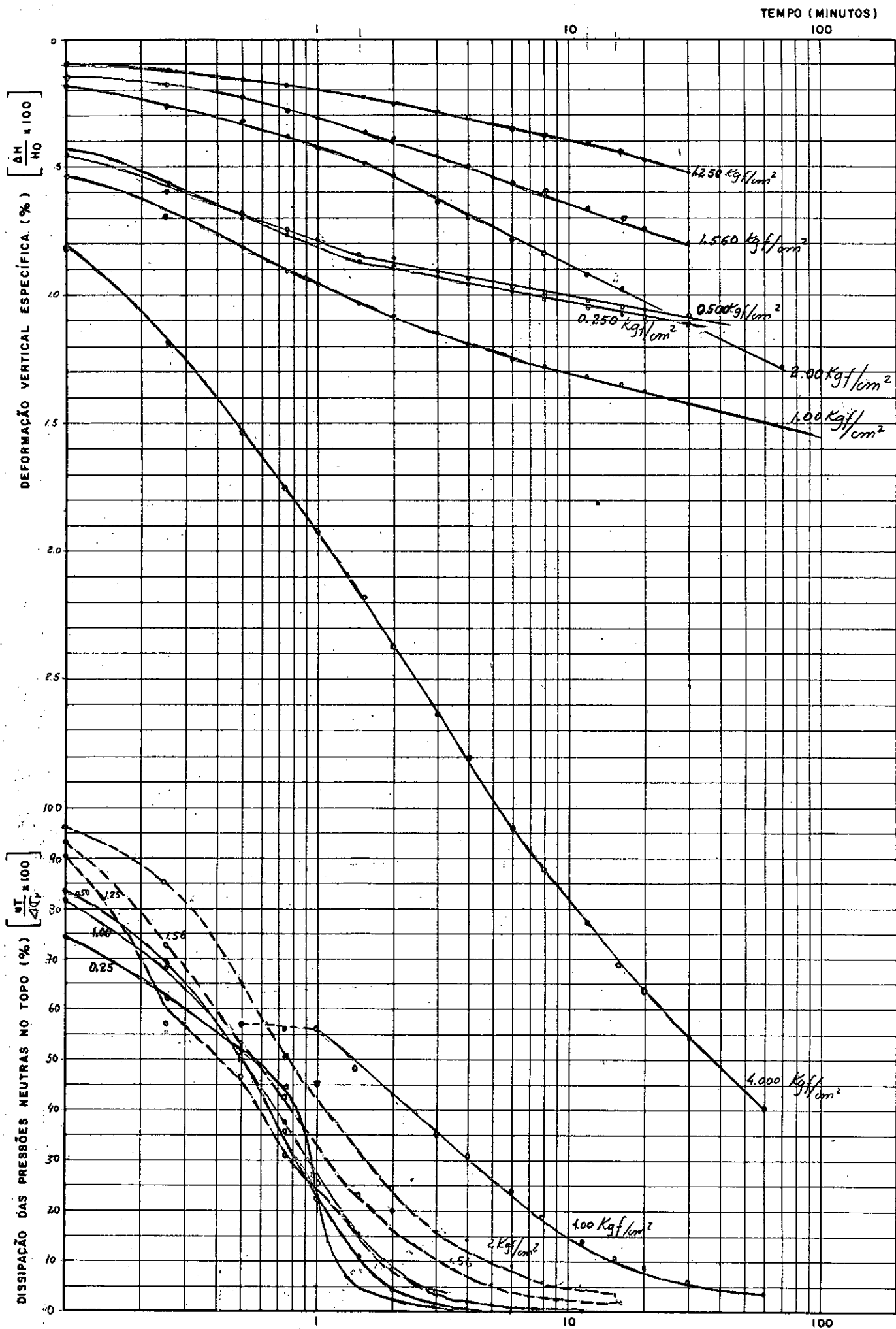


FIGURA 4.19 - DADOS DE  $E_v \times \log t$  e  $u_t \times \log t$  CORRESPONDENTES AO ENSAIO 1



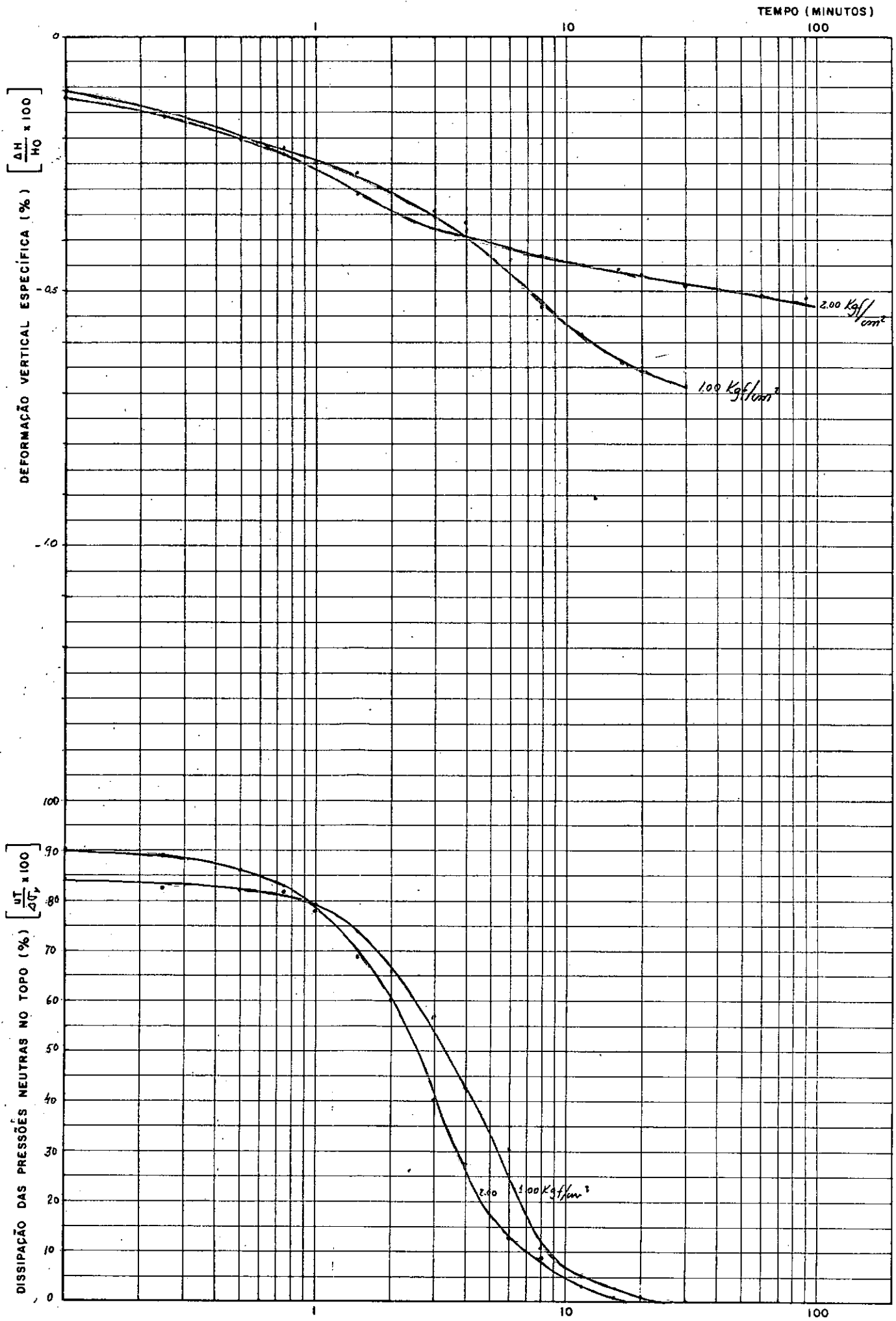


FIGURA 4.20(b)- Idem ensaio 2

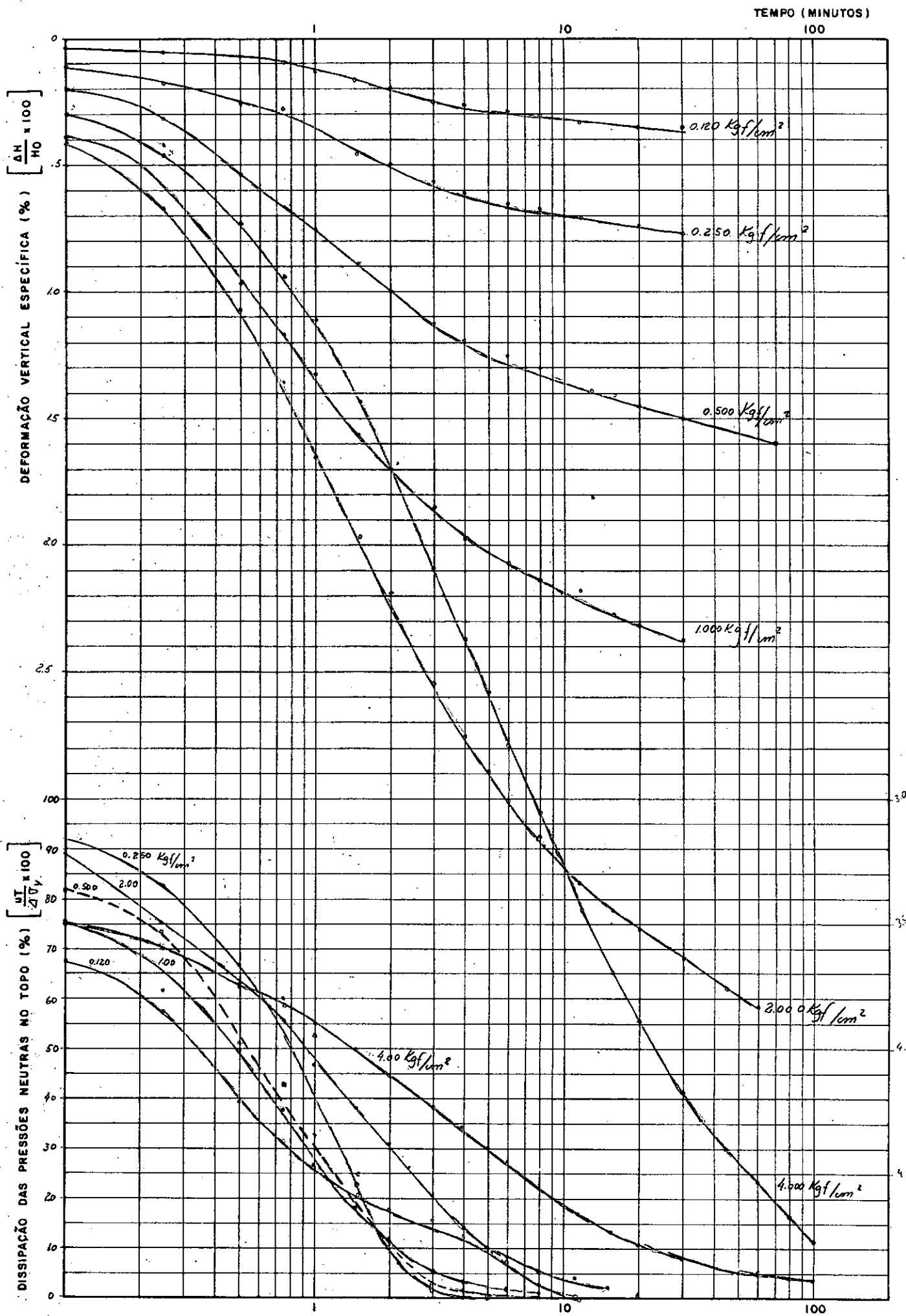


FIGURA 4.21 - Idem ensaio 4

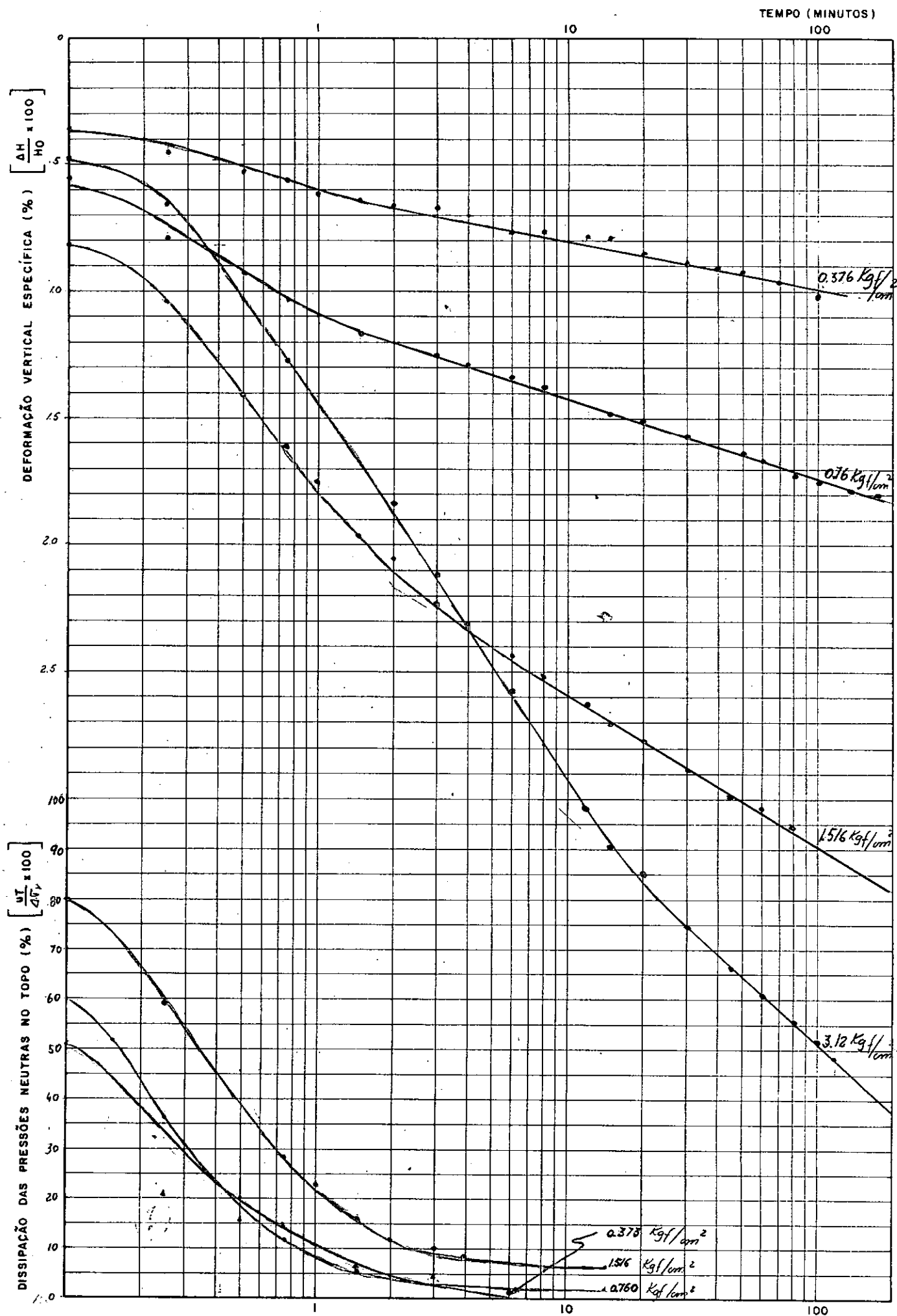


FIGURA 4.22. IDEM ensaio 5

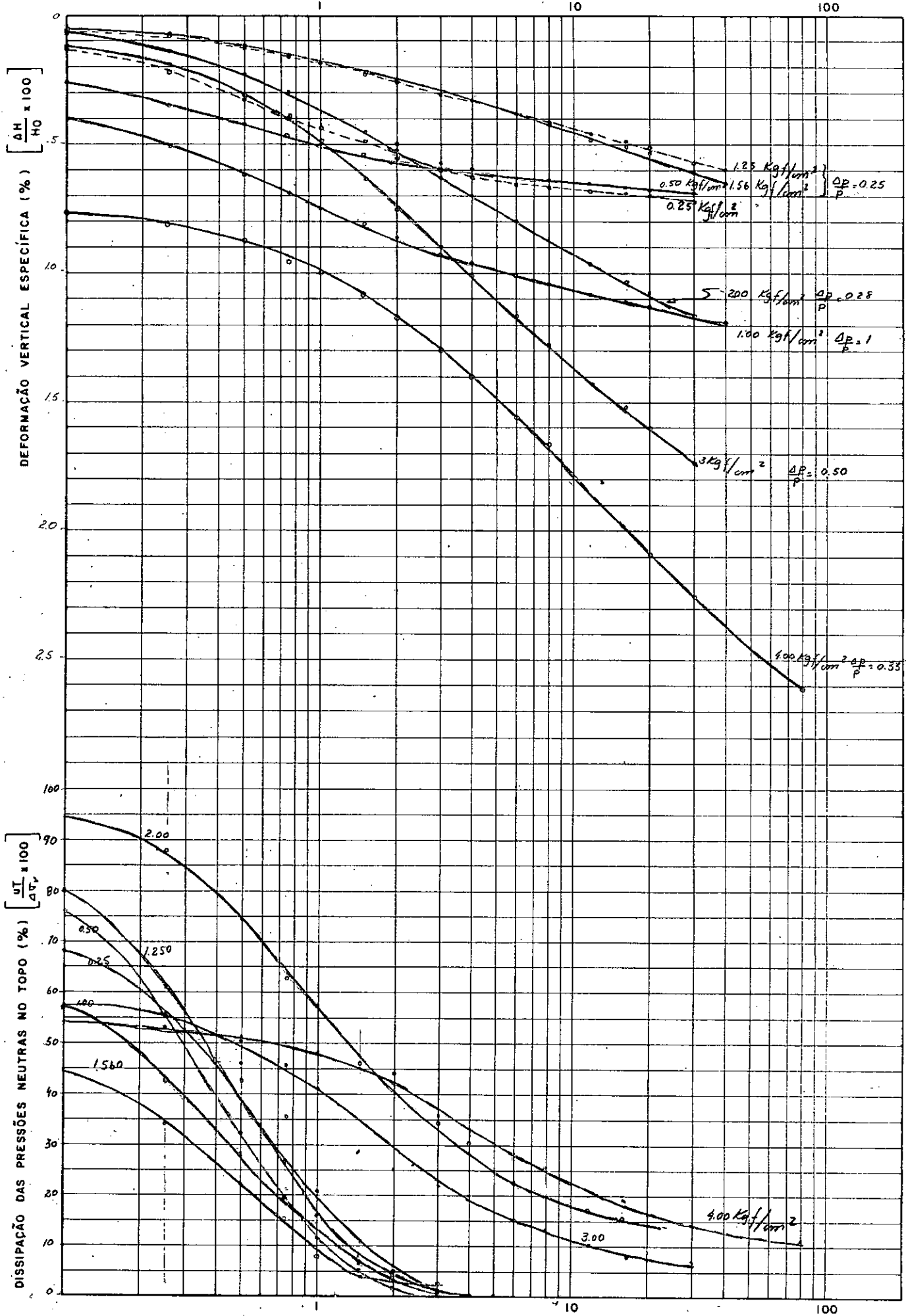


FIGURA 4.23 - IDEM ensaio 6



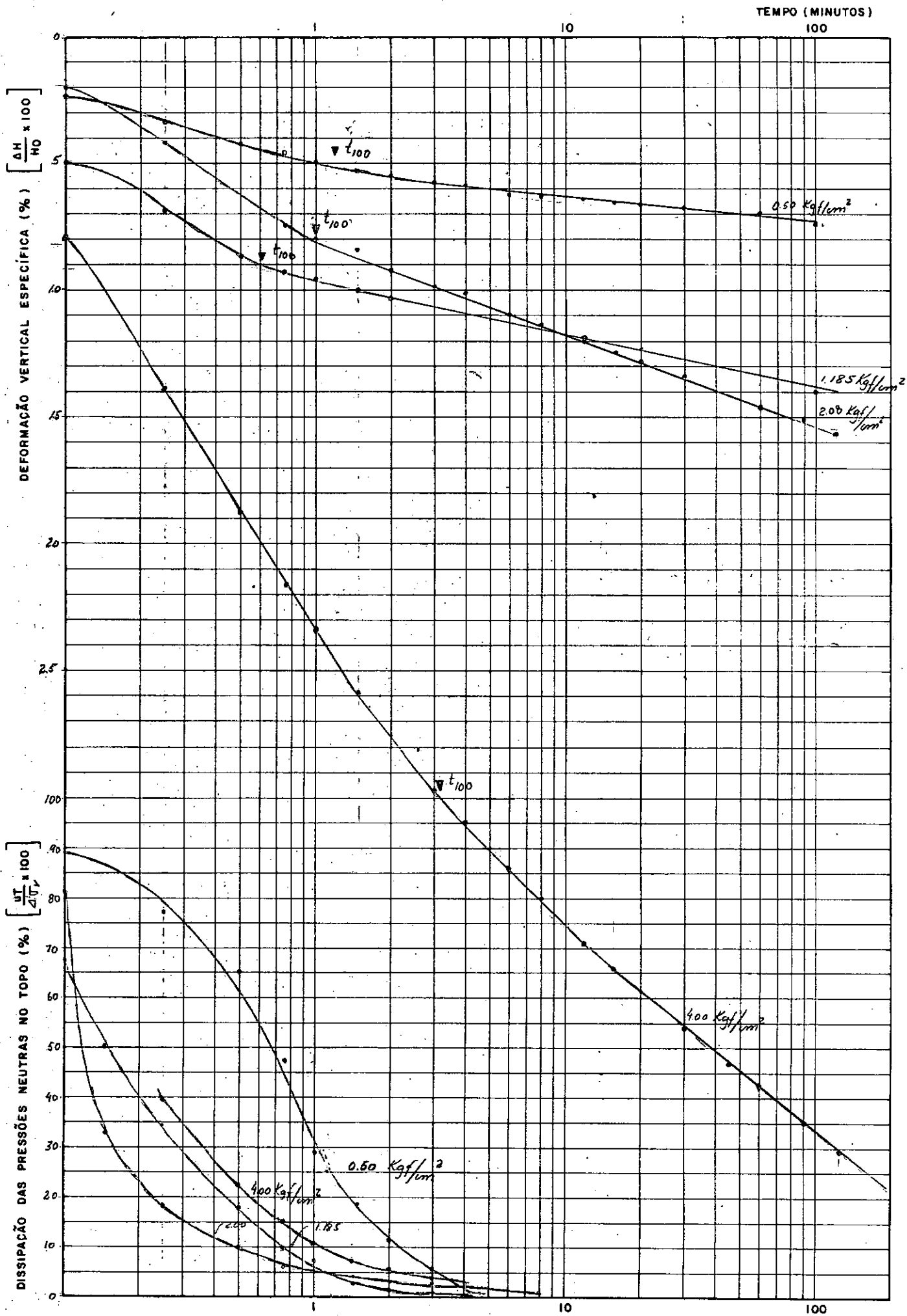


FIGURA 4.24(a)- IDEM. ensaio 7

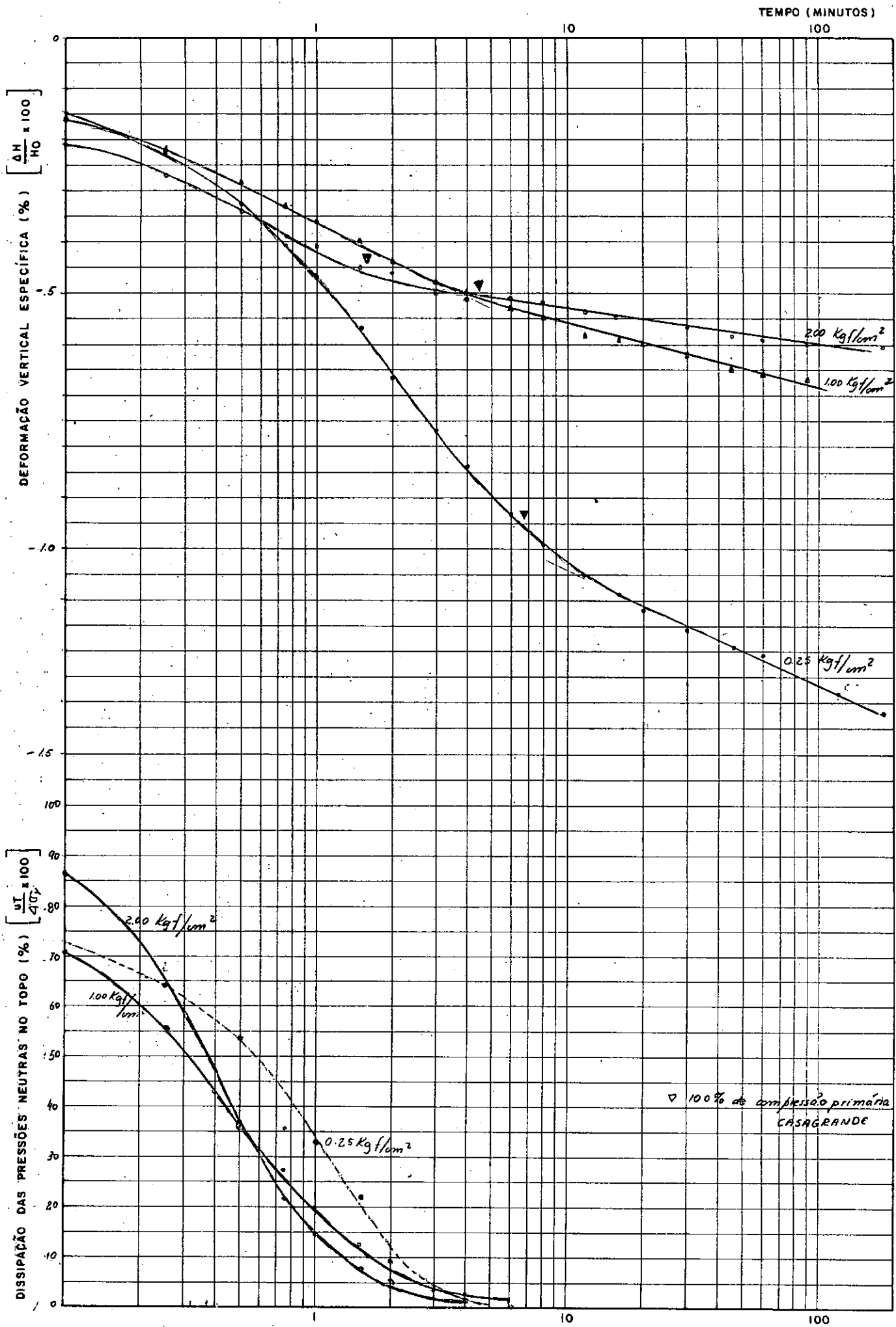


FIGURA 4-24(b) - IDEM ensaio 7

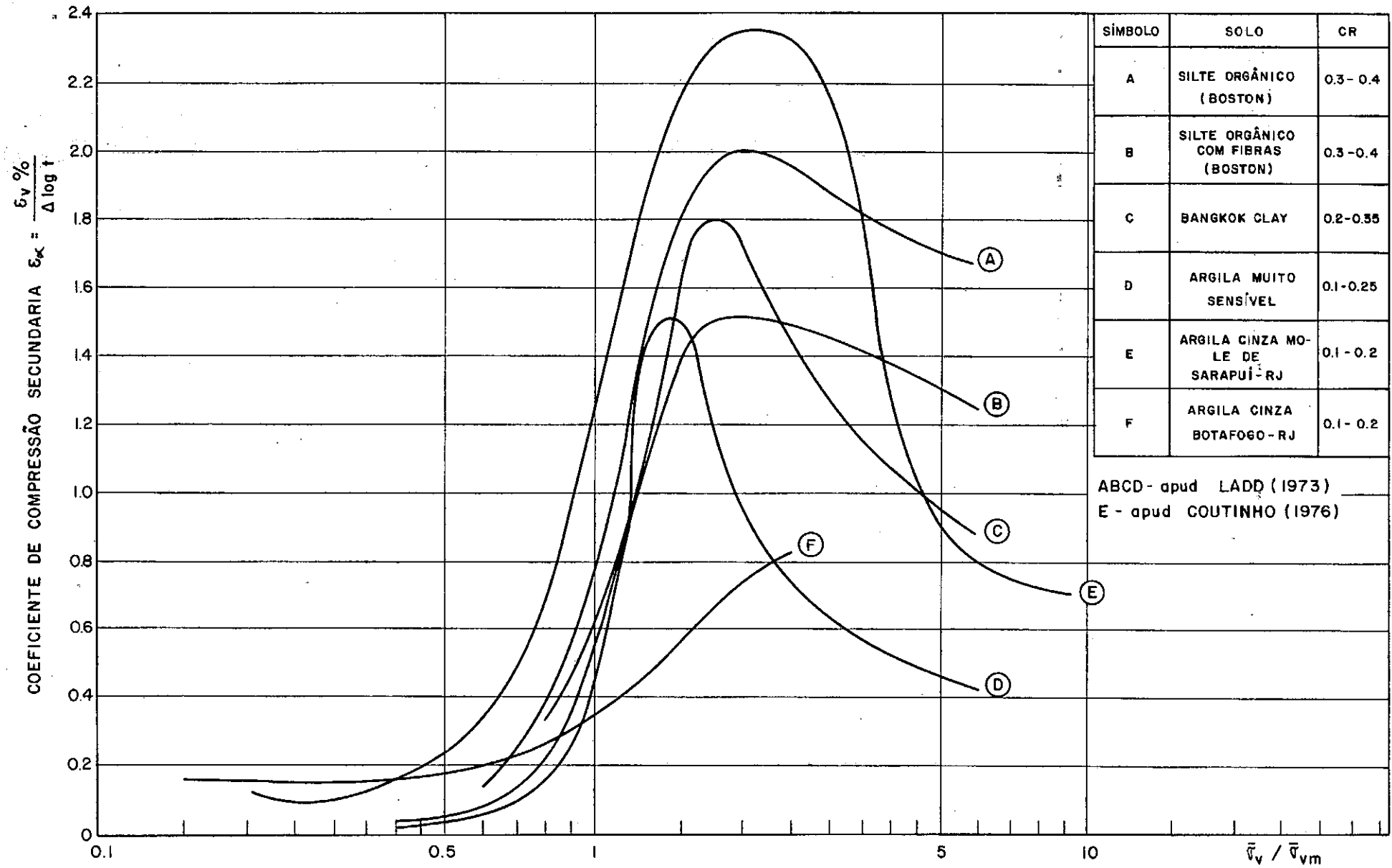
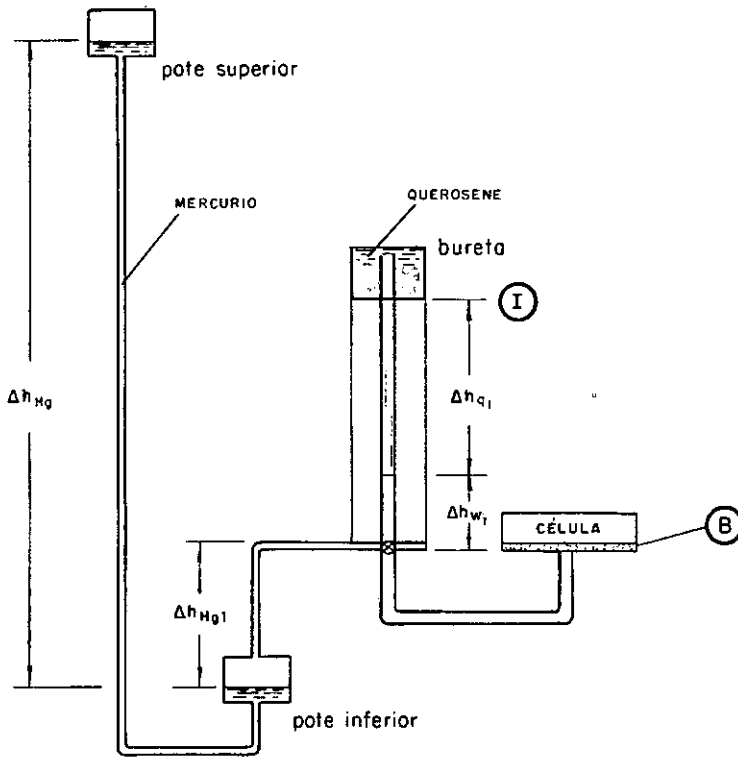


FIG. 4.25 - DADOS DE COMPRESSÃO SECUNDÁRIA VERSUS HISTÓRICO DE TENSÕES



$$u_B = \Delta h_{q1} \gamma_q + \Delta h_{w1} \gamma_w + p_I$$

$$p_I = \Delta h_{Hg} \gamma_{Hg} - (\Delta h_{Hg1} + \Delta h_{q1} + \Delta h_{w1}) \gamma_w$$

$$u_B = \Delta h_{q1} (\gamma_q - \gamma_w) + \Delta h_{Hg} \gamma_{Hg} - \Delta h_{Hg1} \gamma_w$$

Após o reversão

$$(u_B)_{c/reversão} = (\Delta h_{q1} + \Delta h_{w1}) \gamma_w + p_I$$

$$p_I = \Delta h_{Hg} \gamma_{Hg} - (\Delta h_{Hg1} + \Delta h_{w1}) \gamma_w - \Delta h_{q1} \gamma_q$$

$$u_B - (u_B)_{c/reversão} = 2 \Delta h_{q1} (\gamma_q - \gamma_w)$$

FIG. 4.26- INFLUÊNCIA DO MEDIDOR DE VOLUME NAS PRESSÕES LIDAS.

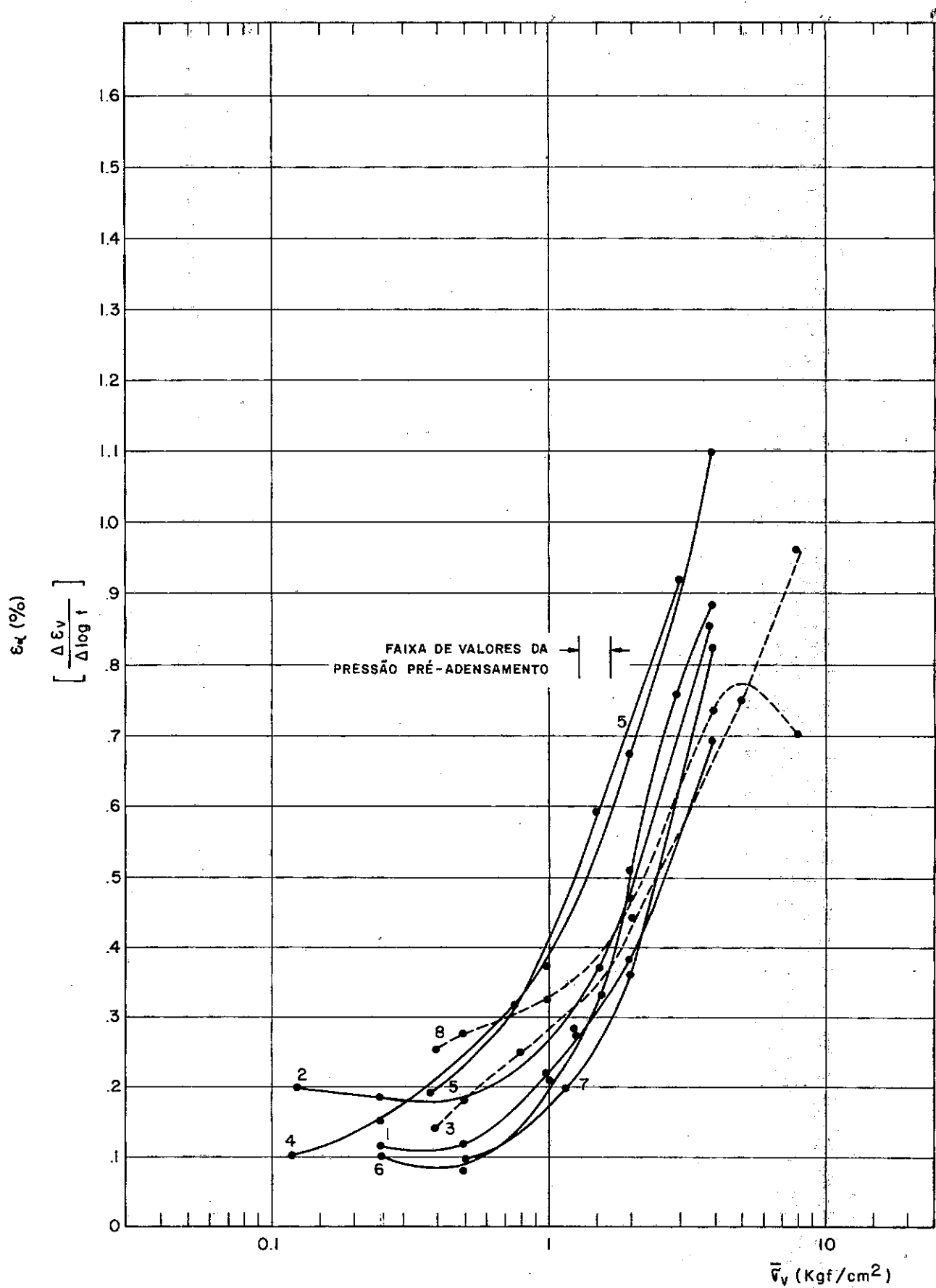


FIG. 4.27 - DADOS DE  $\epsilon_\alpha = \Delta \epsilon_v / \Delta \log t \times \bar{\sigma}_v$

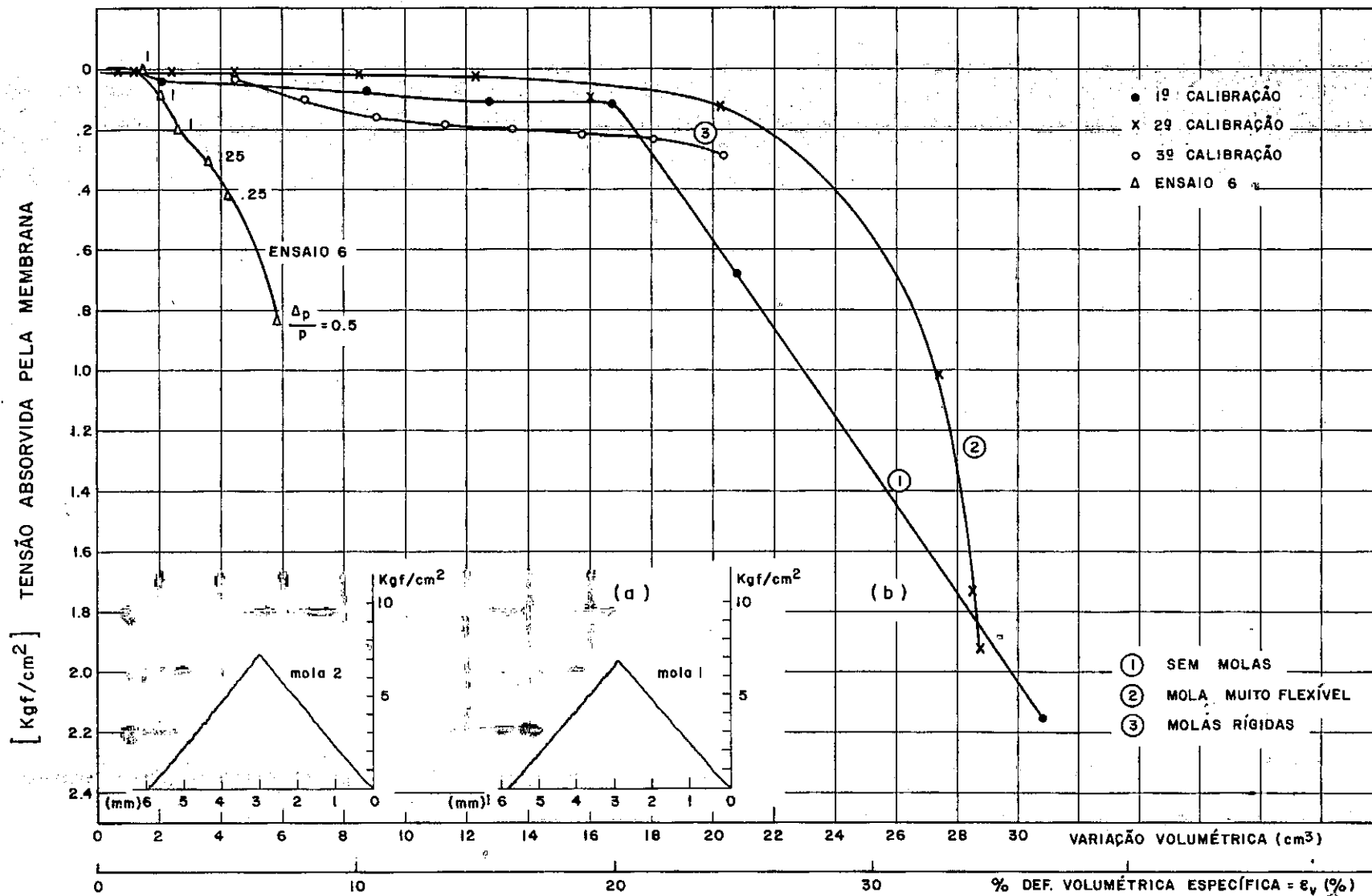


FIG. 4.28 - VERIFICAÇÃO DA TENSÃO ABSORVIDA PELA MEMBRANA NO WF 24 500

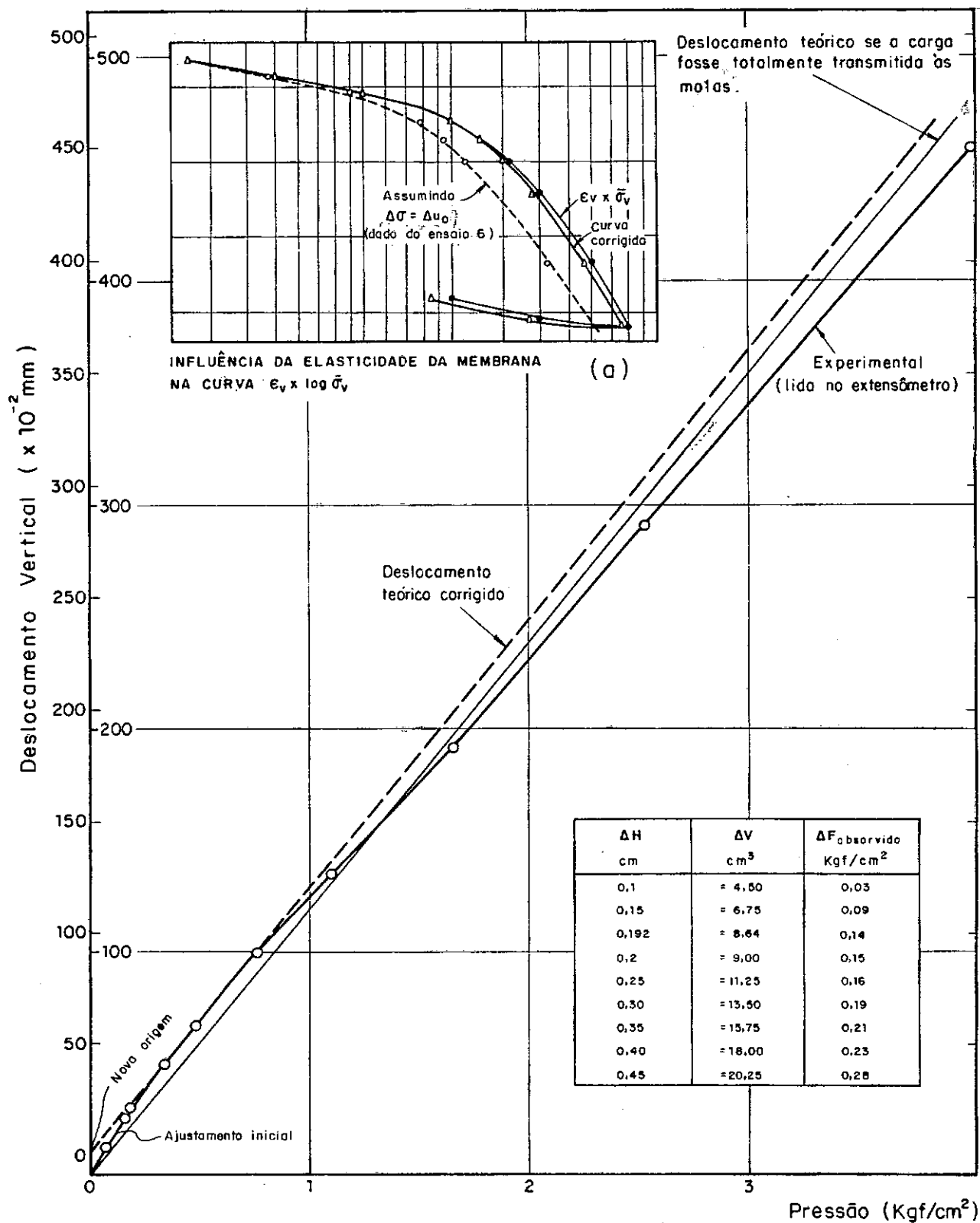


FIG. 4.29 - DADOS DE PRESSÃO x DESLOCAMENTO OBTIDOS NA TERCEIRA CALIBRAÇÃO.

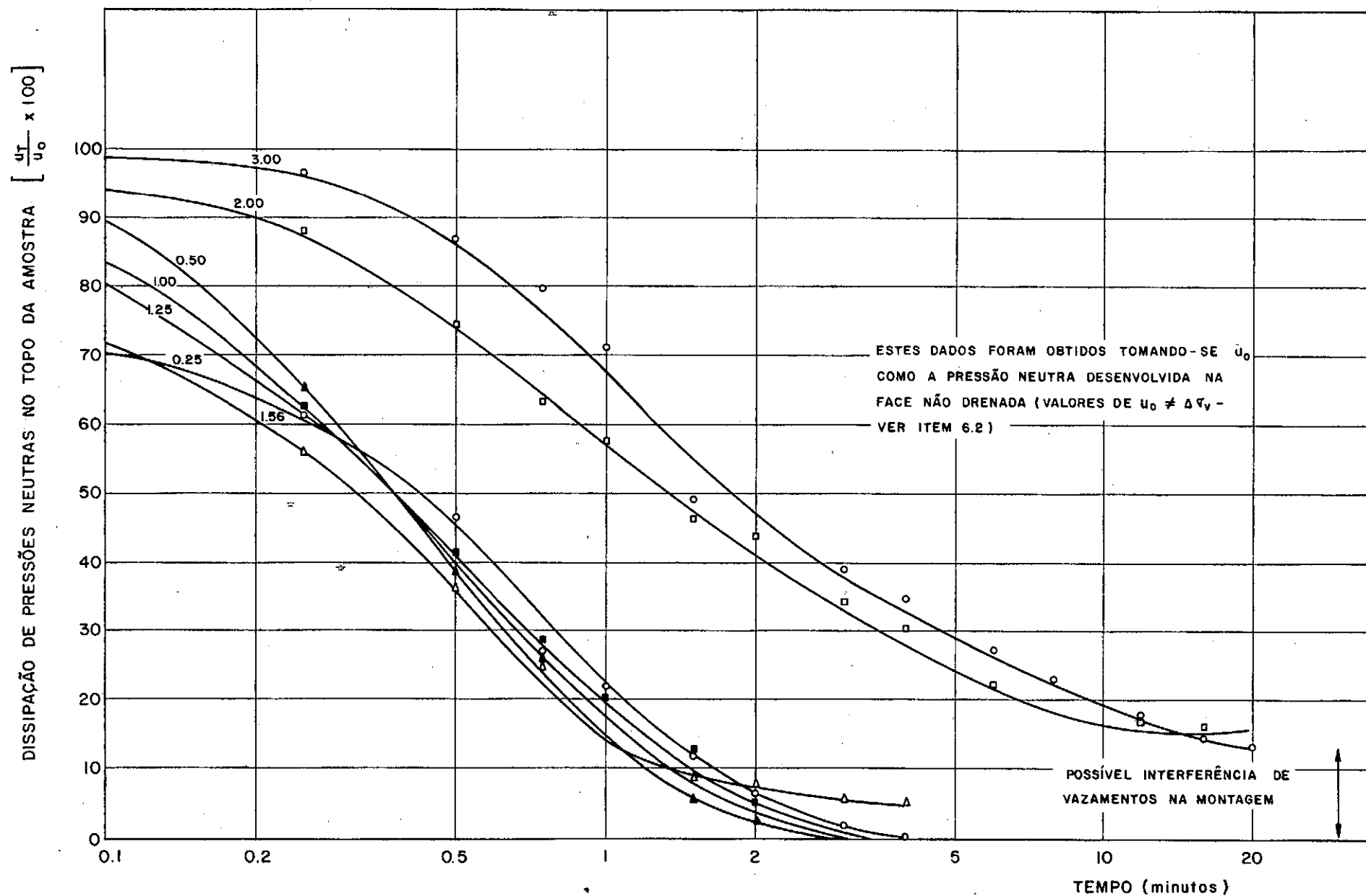


FIG. 4.30-DADOS DE DISSIPÃO DE PRESSÖES NEUTRAS NA FACE NÖO DRENADA OBTIDOS NO ENSAIO 6



## 5 - ESTUDO DO COEFICIENTE DE COMPRESSIBILIDADE VOLUMÉTRICA

### 5.1 - Introdução

### 5.2 - Cálculo do $m_v$ a partir da curva $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$

### 5.3 - Argilas Sensíveis

### 5.4 - Influência do Amolgamento

### 5.5 - Conclusões

## CAPITULO V

ESTUDO DO COEFICIENTE DE COMPRESSIBILIDADE VOLUMÉTRICA ( $m_v$ )

## 5.1 - Introdução

Uma outra maneira de descrever o comportamento tensão deformação no ensaio de compressão confinada ou oedométrico é o coeficiente de compressibilidade volumétrica  $m_v$ , que é, simplesmente, o inverso do módulo confinado  $D$  (Lambe, 1969, pg 157).

$$m_v = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial \sigma_v} = \frac{1}{D} \quad \text{onde } \epsilon_v = \text{deformação volumétrica específica (igual a deformação específica vertical, no caso).}$$

Na teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi considera-se  $m_v$  constante durante um determinado estágio. No entanto, sabe-se que, assim como a altura do corpo de prova e a permeabilidade,  $m_v$  varia durante a deformação do solo, isto é, o valor de  $m_v$  no final do estágio é significativamente diferente daquele inicial.

Lowe III (1974) admite  $m_v$  constante só para pequenos incrementos de pressão efetiva, isto é, desde que as isócronas para percentagem particulares de adensamento (percentagens de dissipação do excesso de pressão hidrostática) são independentes de  $m_v$ ,  $H$  e  $K$ , o caminho de tensões, num determina

do estágio, é dividido numa série de incrementos e valores mais corretos de  $m_v$ , H e K são usados. Assim,  $m_v$ , H e K admitem-se constantes somente para pequenos incrementos onde esta hipótese pode ser considerada correta para fins práticos (teoria de Lowe III referida com mais detalhes no item 3.7). A seguir mostraremos como se calculou o  $m_v$  nos ensaios oedométricos.

## 5.2 - Cálculo do $m_v$ a partir da curva $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$

Supondo uma relação linear entre  $\epsilon_v$  e o logaritmo decimal da pressão efetiva vertical,  $\bar{\sigma}_v$ , temos, de acordo com a figura 5.1

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial \bar{\sigma}_v} = m_v = 0.434 \text{ a } \frac{1}{\bar{\sigma}_v}$$

onde a é o coeficiente angular da reta  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$  como definido na citada figura.

Como se vê,  $m_v$  só depende da inclinação a da tangente à curva tensão deformação e da pressão  $\bar{\sigma}_v$ . A figura 5.2 descreve a variação de  $m_v$  em função de  $\log \bar{\sigma}_v$  para diversos valores de a, o que constitui uma família de curvas assintóticas ao eixo  $\log \bar{\sigma}_v$ . Torna-se agora fácil determinar  $m_v$  para qualquer valor da pressão  $\bar{\sigma}_v$ , numa curva de ensaio qualquer. Basta determinar para cada ponto da curva, o valor da inclinação da tangente naquele ponto, e procurar na família de curvas o valor de  $m_v$  para a pressão  $\bar{\sigma}_v$ .

Este método é teoricamente exato e independente da escolha de incrementos de  $\bar{\sigma}_v$ .

Para ensaios carregados em pequenos estágios de pressão, o valor de  $m_v$  determinado do modo convencional corresponde ao de um valor intermediário de pressão efetiva do estágio, pois, estaremos substituindo a curva por uma secante, que como se sabe, é paralela a tangente no dito valor intermediário de pressão.

A figura 5.3 mostra a curva tensão deformação de um ensaio oedométrico com as curvas de  $m_v$ , coeficiente de variação volumétrica, calculadas de 4 maneiras.

- a) matematicamente pela família de curvas
- b) com incrementos de pressão dados por  $\frac{\Delta p}{p} = 0.5$  plotados na pressão média e na pressão final
- c) idem,  $\frac{\Delta p}{p} = 1$  plotados na pressão média.

Nota-se que quanto menor o incremento mais próximo se fica da curva "verdadeira".

### 5.3 - Argilas Sensíveis

A figura 5.4 exemplifica o comportamento de uma argila sensível (Argila cinza mole do rio Sarapuí - RJ - apud Coutinho-1976).

O caso 1 é uma curva hipotética em que foram a

justados trechos retos à curva experimental 2. Vê-se na figura 5.4(b) que a curva teórica  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$  apresenta 2 descontinuidades (casos 1 e 2).

A curva 3 da figura 5.4(b) apresenta os valores de  $m_v$  calculados de modo convencional com  $\Delta p/p = 1$  e plotados na pressão média.

#### 5.4 - Influência do Amolgamento

Na figura 5.5 mostra-se, também, a influência do amolgamento nas curvas de  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ . O caso 1 refere-se a um ensaio oedométrico hipotético em que a relação  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$  é representada por 2 segmentos de reta. Os casos 2 e 3 mostram amostras progressivamente mais amolgados (a curva 3 é esquemática). As duas retas do caso 1 são assintóticas à curva 2 que foi obtida experimentalmente.

Vê-se que quanto maior o amolgamento menor o "salto" desenvolvido na curva  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ . Verifica-se ainda que, a pressão de pré-adensamento corresponde a um ponto situado um pouco a direita do ponto de inflexão da região de "transição" da curva de  $m_v$ .

A figura 5.6(a) mostra dados de ensaios obtidos por NOORANY e POORMAND (1970), onde o propósito dos autores foi verificar o inchamento permitido quando se usam cargas iniciais pequenas, ou melhor, a influência do valor do carregamento inicial na curva tensão deformação. A parte (b) da figura

apresenta a influência do inchamento, ou melhor, da perturbação da amostra no gráfico de  $m_v \times \bar{\sigma}_v$ .

A figura 5.7 ; apud Coutinho (1976), exemplifica a influência da perturbação devido à amostragem em uma argila sensível (Sarapuí-RJ). A curva 1 da parte (a) corresponde a uma amostra de boa qualidade, a 2 uma amostra de má qualidade e a 3 completamente amolgada em laboratório. Observa-se que as amostras 2 e 3 indicam a mesma variação de  $m_v$  o que nos leva a dizer que a amostra 2 está completamente amolgada.

## 5.5 - Conclusões

O índice de compressão  $C_c$  é constante somente em uma faixa da região virgem de pressões da curva (é ou  $\epsilon_v \times \log \bar{\sigma}_v$ ). Na região pré-adensada, muitas vezes, é mais conveniente se expressar a compressibilidade do solo em termos do coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ).

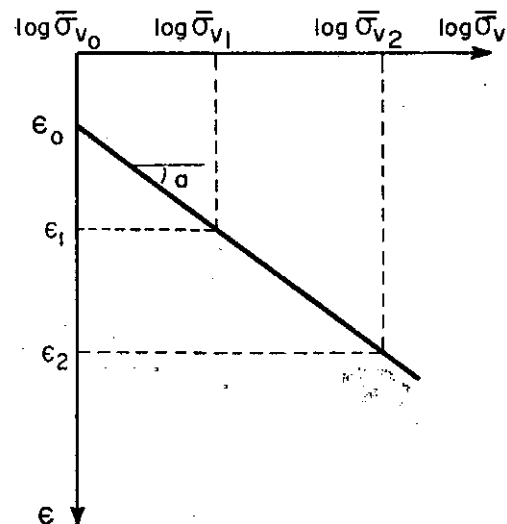
As curvas de variação de  $m_v$  com a inclinação da tangente a curva tensão x deformação (figura 5.2) poderão auxiliar a se fazer uma idealização, isto é, uma forma a ser esperada da curva coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ) versus logaritmo da pressão efetiva para uma amostra de boa qualidade. Quanto menor a perturbação da amostra mais pronunciado o máximo da curva.

Vê-se na figura 4.10 que o ponto máximo da curva  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$  estabelece-se logo após a pressão de pré-adensamen

to (indicada na figura por uma seta). Este ponto máximo da curva do  $m_v$  está ligado à região de pressões onde o solo é mais compressível.

O coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) é regido por duas variáveis: a compressibilidade e a permeabilidade. Logo, com a variação de  $m_v$  com a pressão efetiva tem-se o aspecto de uma das variáveis que definem o valor de  $C_v$ .

Caso se ache conveniente, com os dados de laboratório pode-se tentar chegar a uma curva de compressibilidade "in situ" usando por exemplo a correção de SCHMERTMANN apresentada por LEONARDS (1964). (Ver item 3.2). Com as curvas ( $\epsilon$  ou  $\epsilon \times \log \bar{\sigma}_v$ ) e a formulação de  $m_v = 0.434 a \frac{1}{\bar{\sigma}_v}$  dada neste trabalho pode-se então chegar não só a curvas de compressibilidade de laboratório como também de compressibilidade de campo.



$$a = \frac{e_1 - e_0}{\log_{10} \bar{\sigma}_{v_1} - \log_{10} \bar{\sigma}_{v_0}} = \frac{\Delta e}{\log_{10} (\bar{\sigma}_{v_1} / \bar{\sigma}_{v_0})} \quad (\text{análogo ao CR ou RR})$$

Para determinar "a" facilmente, faz-se:

$$\bar{\sigma}_{v_1} = 10$$

onde  $\left[ \frac{\Delta e}{\bar{\sigma}_{v_1} / \bar{\sigma}_{v_0}} \right] = a$

$$\bar{\sigma}_{v_0} = 1$$

O valor de  $e$  para uma pressão qualquer será:

$$e = e_0 + a (\log \bar{\sigma}_v - \log \bar{\sigma}_{v_0})$$

Diferenciando em relação a  $\sigma_v$

$$\frac{\partial e}{\partial \bar{\sigma}_v} = a \frac{\partial \log \bar{\sigma}_v}{\partial \bar{\sigma}_v}$$

$$\frac{\partial e}{\partial \bar{\sigma}_v} = a \log_{10} e \frac{1}{\bar{\sigma}_v}$$

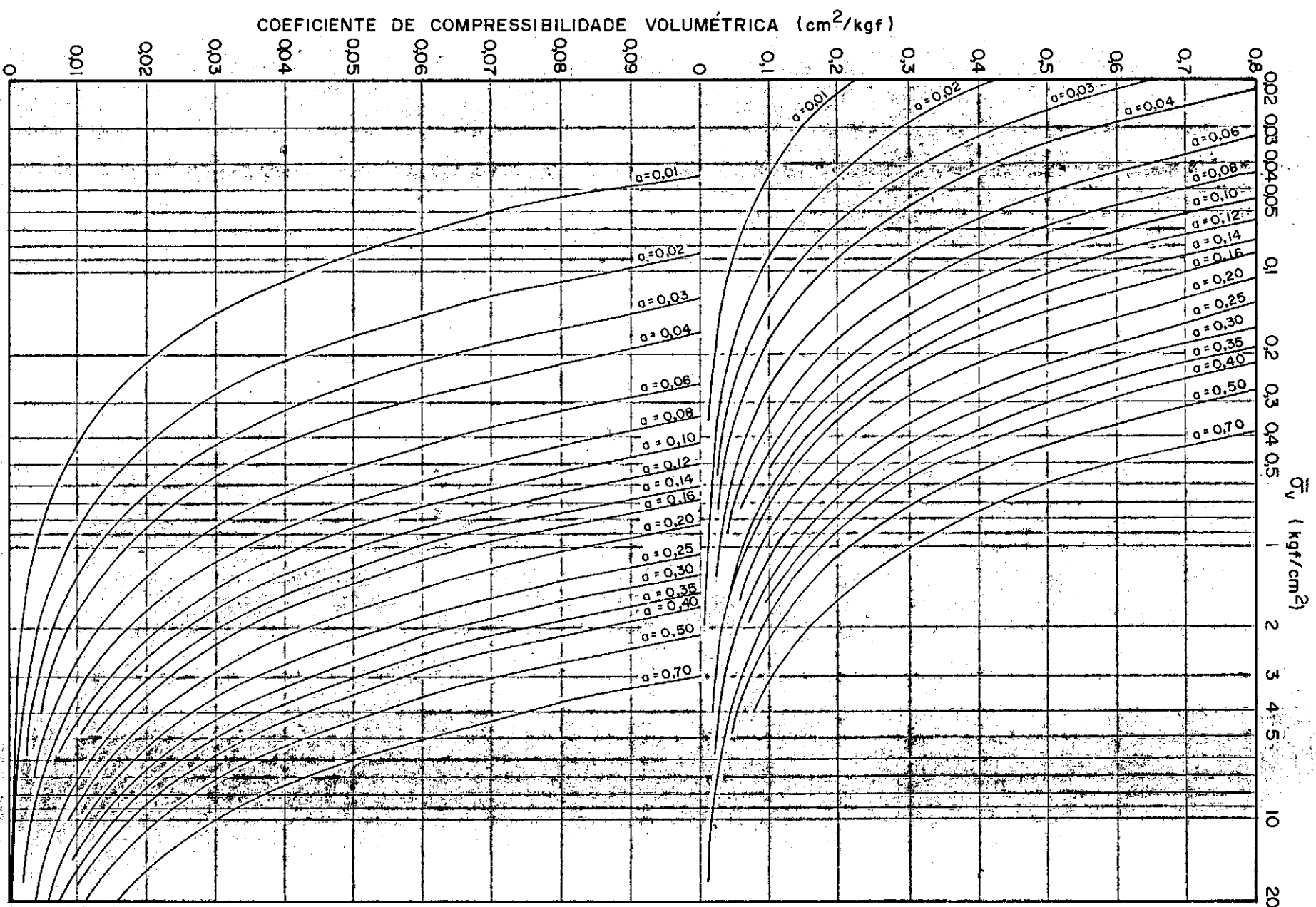
Por definição,  $\frac{\partial e}{\partial \bar{\sigma}_v}$  é o coeficiente de compressibilidade volumétrica  $m_v$

$$\frac{\partial e}{\partial \bar{\sigma}_v} = m_v = 0,434 a \frac{1}{\bar{\sigma}_v}$$

FIG. 5.1 — Cálculo do coeficiente de compressibilidade volumétrica



FIG. 5.2 — VALORES DE  $m_v = f(\log \bar{\sigma}_v)$  PARA  $\alpha = \text{constante}$



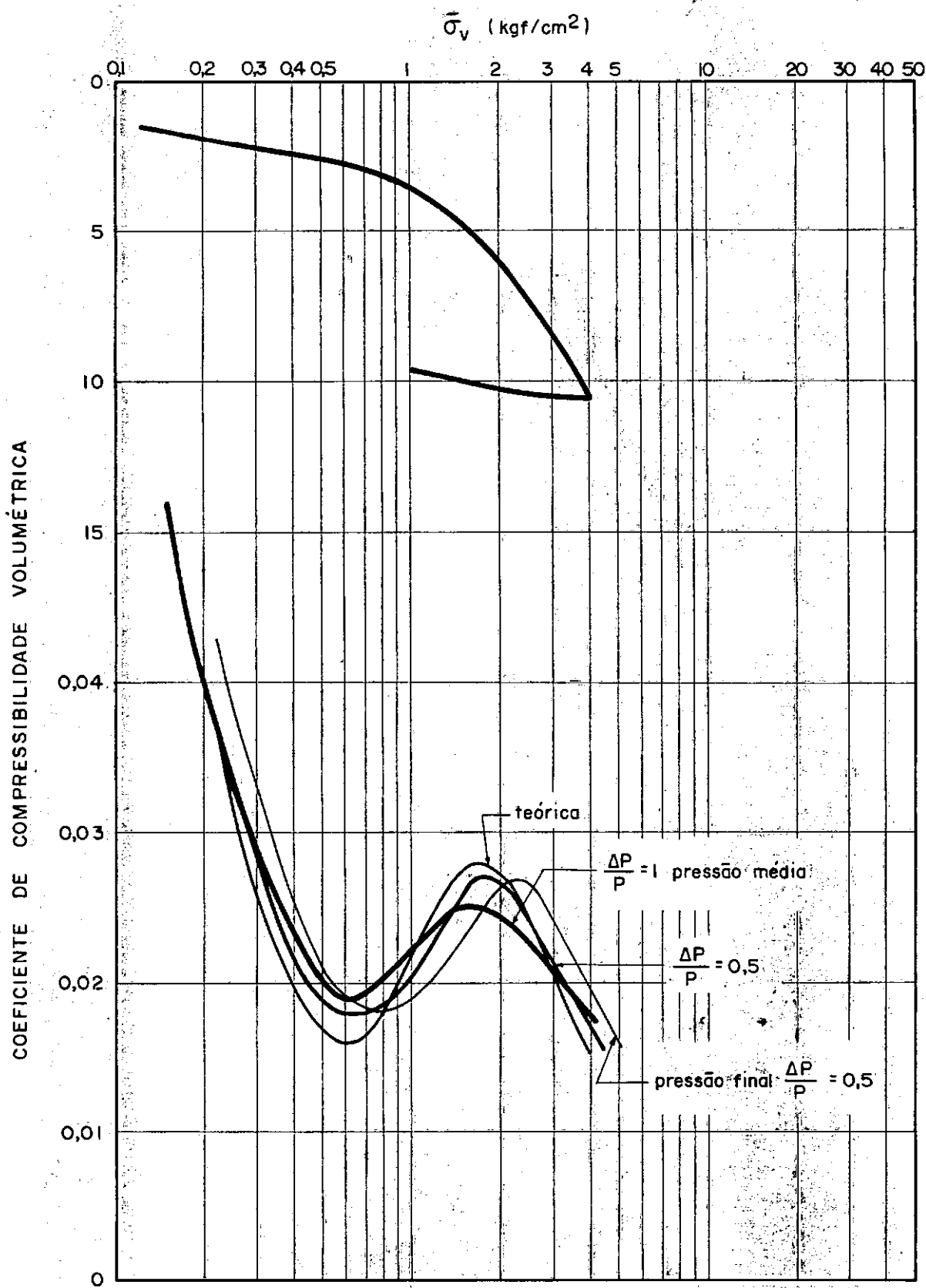


FIG. 5.3 - A INFLUÊNCIA DO MODO DE CÁLCULO NA CURVA DE  $m_v \times \bar{\sigma}_v$

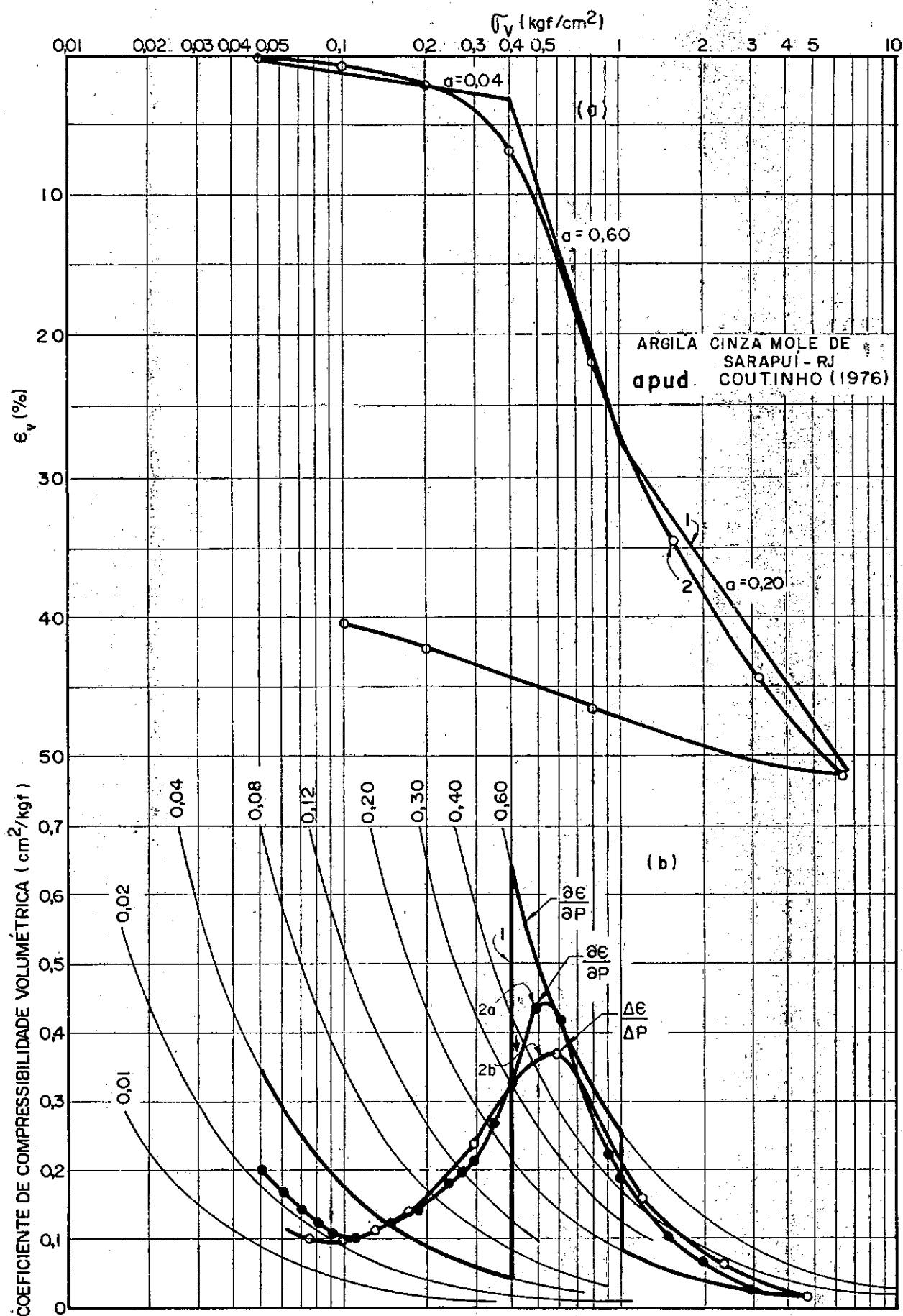


FIG. 5.4 — EXEMPLO DE UMA ARGILA SENSÍVEL

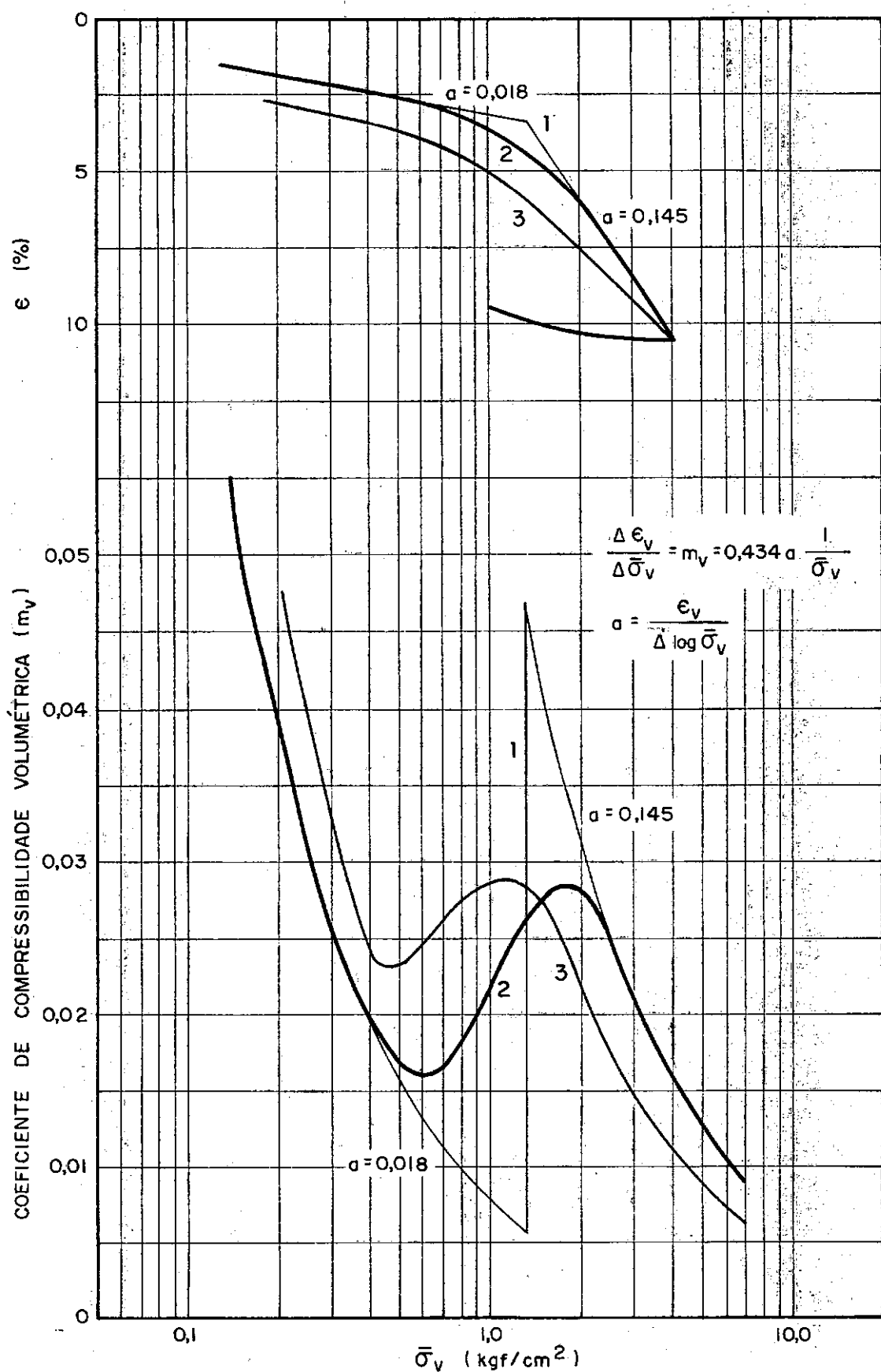


FIG.5.5— INFLUÊNCIA DO AMOLGAMENTO NA CURVA  $m_v \times \bar{\sigma}_v$

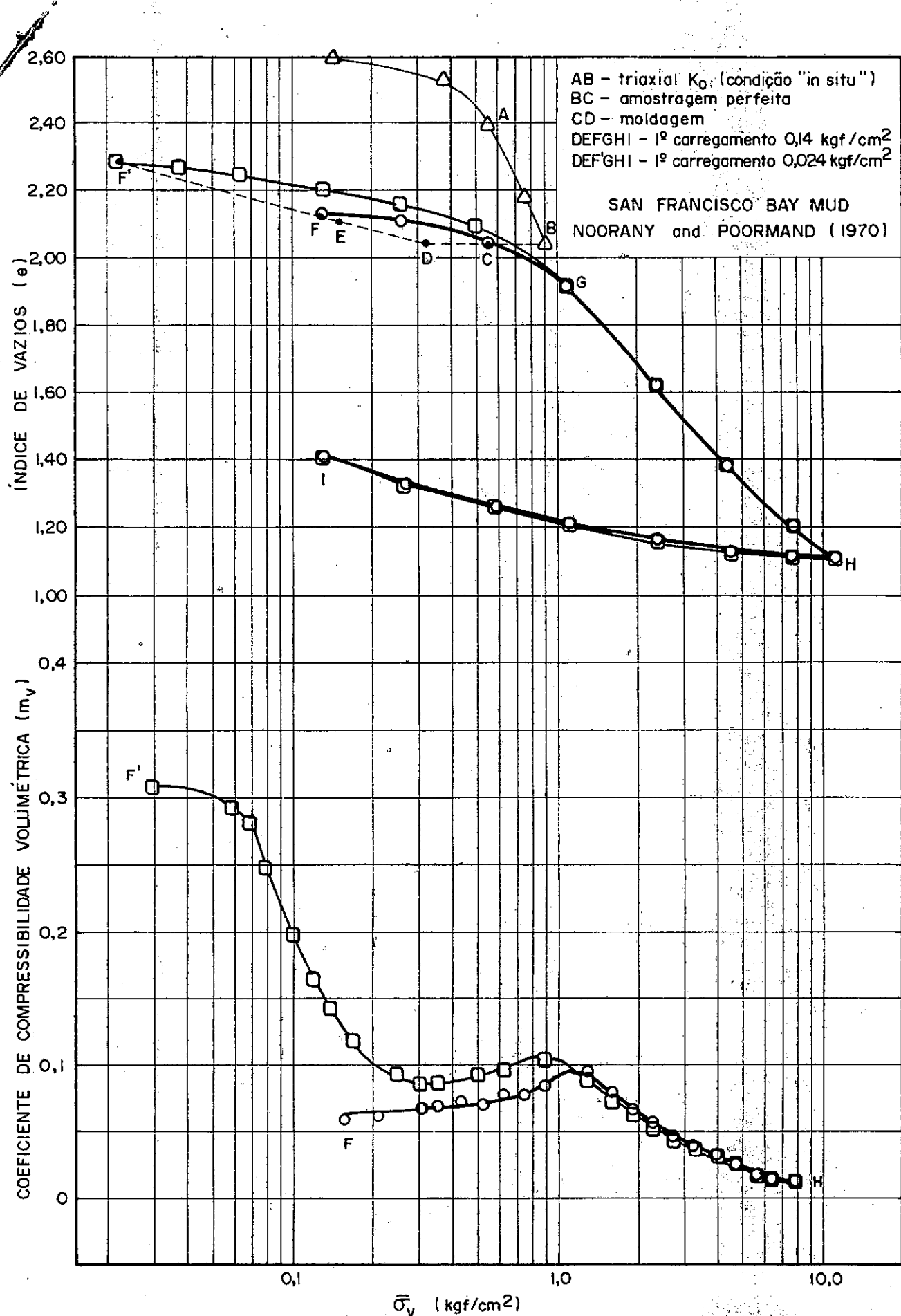


FIG.5.6 — INFLUÊNCIA DA EXPANSÃO DA AMOSTRA NA CURVA  $m_v \times \bar{\sigma}_v$

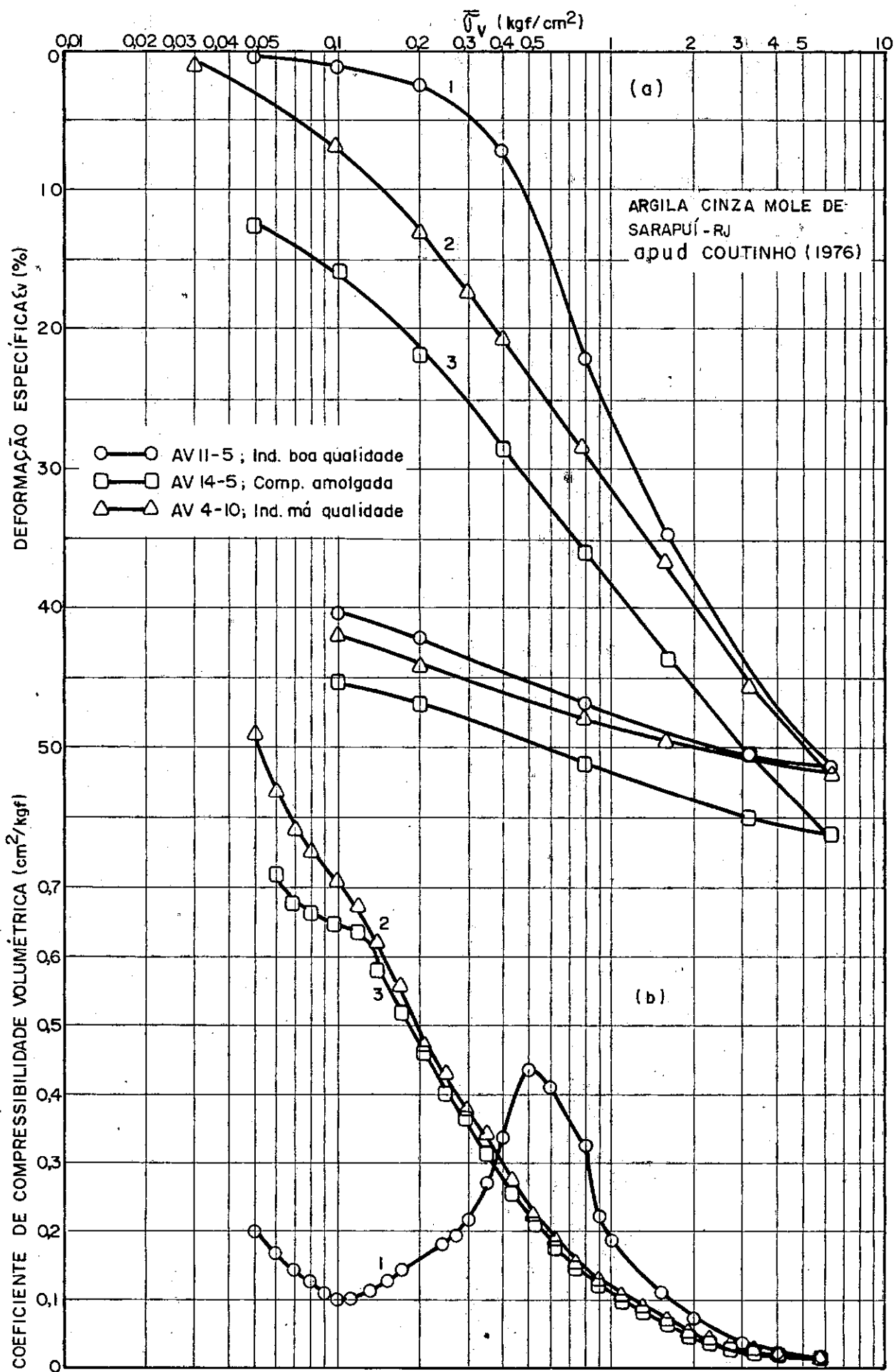


FIG.5.7— INFLUÊNCIA DA PERTURBAÇÃO DEVIDO À AMOSTRAGEM EM UMA ARGILA SENSÍVEL

## 6 - ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1 - Introdução

6.2 - Parâmetro B de Pressão Neutra

6.3 - Uma Tentativa de Previsão Teórica das Curvas de De  
formação Versus Tempo Através de Dados de Dissipa-  
ção de Pressões

6.4 - Análise da Dissipação de Pressões Neutras

6.5 - Influência da Espessura da Amostra

6.6 - Análise do Coeficiente de Adensamento

6.7 - Comparação dos Dados de Laboratório com os Dados  
de Campo.

## 6.1 - Introdução

Dentre os itens abordados neste capítulo enfatizou-se a variação do parâmetro B de pressão neutra com o enrijecimento de um solo saturado, bem como a influência da saturação e da utilização da contra-pressão nas medições de poro-pressão.

Fez-se, também, uma tentativa de previsão teórica das curvas de deformação versus tempo através de dados de dissipação de pressões neutras. Correlacionaram-se os valores de  $C_v$  da previsão teórica com os determinados segundo os métodos empíricos de Casagrande e Taylor.

Discutiu-se, ainda, a influência da espessura da amostra nas características de compressibilidade e a influência do modo de carregamento nos dados de dissipação de pressões neutras.

## 6.2 - Parâmetro B de Pressão Neutra

A pressão neutra desenvolvida em uma amostra de solo, devido a um acréscimo de pressão confinante é comumente usada em um ensaio triaxial para checar a saturação. Skempton ao introduzir em 1954 os parâmetros de pressão neutra, definiu B como a razão entre a variação de poro pressões e o respectivo acréscimo de pressão confinante.



$$B^{(1)} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1+n \ C_w/C_{s_3}} \quad (6.1)$$

$n$  - porosidade

$C_w$  - compressibilidade do fluido dos poros

$C_{s_3}$  - compressibilidade da estrutura do solo para carregamento hidrostático.

O parâmetro  $B$  é uma função das compressibilidades da estrutura do solo e do fluido dos poros. Ver demonstração em Bishop e Henkel (1962), por exemplo.

Lambe (1969) pg 395 define o parâmetro  $C$  como a relação entre o acréscimo de pressão neutra desenvolvido por um carregamento não drenado unidimensional estando a amostra confinada lateralmente

$$C = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{1}{1+n \ C_w/C_{s_1}} \quad (6.2)$$

$C_{s_1}$  - compressibilidade da estrutura do solo para carregamento unidimensional

---

(1) Na demonstração não se leva em conta a compressibilidade dos grãos por ser a mesma desprezível em relação às demais.

Tipicamente, tem-se que a compressibilidade do solo é aproximadamente cem vezes maior que a compressibilidade do fluido dos poros, sendo a da água em torno de  $4.75 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{Kgf}$ . Logo, para a maioria das situações, se o solo é saturado<sup>(1)</sup>, o valor de B (ou C) aproxima-se da unidade.

Diversos pesquisadores comprovaram, no entanto, que existem casos onde solos completamente saturados fornecem valores de B significativamente menores que a unidade, sendo a rígida estrutura do solo apontada como o principal fator contribuinte para o baixo valor de B. Segundo Lee, Morrisson e Haley (1969), alguns solos rígidos, como areia densa ( $D_r = 75$  a  $100\%$ ) e solo cimento tem compressibilidade muito baixa para toda a gama de pressões confinantes. Os solos argilosos são no entanto, afirmam os autores, um caso especial que às vezes pode tornar-se enganador. A sua compressibilidade medida em grandes incrementos de pressão é relativamente alta. Mas, quando carregados com pequenos incrementos podem ser revelar muito resistentes e exibir valores de compressibilidade muito baixos, tão baixos que a pressões confinantes moderadamente altas apresentam-se menos compressíveis que a água.

---

(1) O ar é extremamente compressível comparado com a água. A presença de uma pequena quantidade de ar no fluido dos poros torná-lo-á muito compressível resultando em valores de B bem abaixo da unidade.

O Fato é explicado como decorrente do fenômeno de desenvolvimento da pressão de quase pré-adensamento ou pressão crítica, fenômeno este discutido e formalizado por Raymond (1966) e Bjerrum (1967).

Por sua vez, as variações de tensão efetiva que ocorrem durante a leitura de B devem ser muito pequenas, mesmo a grandes incrementos de pressão confinante. Então, a compressibilidade  $C_s^{(1)}$  mais adequada à previsão teórica do valor de B (equação 6.1) é a que é obtida para pequenos incrementos de carga.

A regra prática de que B é aproximadamente igual a um para todos os solos saturados pode ser errônea e enganadora muitas vezes.

A figura 6.1 mostra o coeficiente C, que é a relação entre os excessos de pressão neutra inicial desenvolvidos e os respectivos incrementos de pressão vertical  $\Delta\sigma_v$ , tendo-se a drenagem fechada. Na mesma figura apresentam-se, também, os dados de  $\varepsilon_v\%$  (Coluna 1) correspondentes à deformação durante a aplicação do incremento de  $\bar{\sigma}_v$  no período em que a drenagem permaneceu fechada. Nota-se que as deformações foram muito pequenas e de valor comparável às obtidas para a deformação do equipamento (Ver figura 4.4), excetuando-se a deformação

---

(1)  $C_s$  é a inclinação da tangente a curva de adensamento

$(\frac{\Delta v}{v} \times \sigma_{3c})$  em um dado ponto.

mação correspondente a  $\bar{\sigma}_v = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ , de 0,67%, maior que a de calibração (da ordem de 0,30%).

Fez-se uma estimativa do valor de  $C_{s1}$  correspondente ao parâmetro  $C = 60\%$ , tomando-se para compressibilidade da água o valor de  $4.75 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ . O valor de  $C_{s1}$  encontrado foi de  $1.6 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ . Valor  $10^3$  vezes menor que o menor coeficiente encontrado nos ensaios. Portanto, a rigidez do solo não explica os baixos valores de  $C$  encontrados.

Inúmeros autores encontraram em solos saturados, valores para o parâmetro  $C$  inferiores à unidade explicando esse resultado como fruto da compressão secundária desenvolvida no incremento de carga anterior. Dentre estes mencionam-se Northey e Thomas (1965), Crawford (1964), Murakami (1977), Huergo (1969). Nota-se que o ponto comum nessas medições é que foram realizadas em um equipamento sem utilização de contra pressão e sem perfeito controle do início da drenagem. Crawford (1964) comenta que medições de pressão neutra extrapoladas para deformação zero sugerem uma pressão neutra máxima desenvolvida na amostra de 80 a 85% da aplicada.

Huergo (1969), utiliza equipamento semelhante à célula convencional adaptado para medição de pressão neutra na base e medição do atrito lateral. O equipamento não utiliza contra-pressão e a saturação é melhorada pela percolação de água na amostra por um período de 36 horas. O autor encontrou valores de  $\Delta u/\Delta \sigma_v$  tão baixos quanto 55%. Nota-se que

os valores de  $C$  cresceram com o aumento de  $\sigma_v$ , mostrando que o solo não se encontrava saturado.

Murakami (1979) e Murakami (1980), em um trabalho severamente criticado por Mesri e Choi (1980) desenvolve uma teoria de adensamento que inclui o comportamento das argilas "envelhecidas" ressaltando que o fenômeno de envelhecimento tem influência tanto na compressibilidade quanto na pressão inicial desenvolvida.

Mesri e Choi (1980) apresentam resultados experimentais obtidos em amostras da argila marrom da cidade do México e da "Leda Clay" ensaiadas no oedômetro Anteus utilizando uma contra pressão de  $2.8 \text{ kgf/cm}^2$ . Afirmando os autores que "considerando os problemas inerentes associados à acurácia das observações dos excessos de pressão neutra, controle da contra pressão e da pressão aplicada, os dados obtidos nesses dois solos sustentam o conceito de que  $\Delta u / \Delta \sigma_{ov} = 1$  em  $t = 0$  para argilas moles saturadas, independentemente da história do carregamento e do incremento de pressão.

Os autores mostram curvas obtidas na região de recompressão e na região virgem, em estágios aplicados após o término da compressão primária e após incrementos com duração de 365, 160 e 20 dias. Os autores ressaltam a influência da compressão secundária, permitida no estágio anterior, na forma das curvas de dissipação de pressões neutras e de defor

mação versus logaritmo do tempo <sup>(1)</sup>.

Os mesmos autores questionaram Murakami (1979) e Murakami (1977) quanto às suas leituras de pressão neutra nos seguintes itens: "1) O sistema utilizou contra-pressão ? 2) É possível medir pressões totais usando um transdutor de pressão neutra de pequena área ? 3) A distribuição de pressões na base da amostra é uniforme ? 4) Qual é a relação entre pressões aplicadas e pressões transmitidas ? 5) Em uma amostra de altura de drenagem máxima igual a 1 cm é possível medir a pressão neutra em  $t = 0$  ?" . Em resposta a estas críticas, Murakami (1980-a) realizou ensaios com contrapressão, encontrando valores de C próximos de unidade.

O material ensaiado neste trabalho é uma argila arenosa com  $SPT_{\text{médio}}$  de 6 golpes, umidade natural em torno de 40%. Como comentado anteriormente a compressibilidade deste solo não explica os baixos valores de C encontrados.

No item 4.3 verificou-se a influência da elasticidade da membrana na pressão transmitida à amostra concluindo-se que a sua influência não é significativa. Tem-se dúvida

---

(1) Leonards e Girault (1961) generalizam dizendo que: "Carregamentos anteriores mais demorados parecem levar a tipos de curva tempo x deformação similares às aquelas produzidas por incrementos de carga menores que 1.

no entanto, se as calibrações feitas reproduziram fielmente a condição de ensaio porque não se garantiu, na calibração, que a membrana ficasse completamente aderida ao corpo de prova, isto é que ela não "descolasse" ficando assim extremamente solicitada nos bordos, fato que poderia absorver parcela razoável de carga. Sugere-se que uma outra calibração que retrate mais fielmente o comportamento da membrana no ensaio seja executada.

### 6.3 - Uma Tentativa de Previsão Teórica das Curvas de Deformação Versus Tempo Através dos Dados de Dissipação de Pressões Neutras

Correlacionar os dados de dissipação de pressões neutras com os de deformação utilizando-se para isso uma teoria matemática é de interesse geral.

Barden (1969) diz que para um perfeito entendimento do processo de adensamento é necessário estudar o fenômeno de dissipação de pressões neutras em relação à deformação.

Na figura 6.4 tem-se as curvas de deformação e de dissipação de poro-pressão no topo  $u_T/u_0$  obtidos no ensaio 6 nos estágios de  $1.00 \text{ kgf/cm}^2$  e  $1.25 \text{ kgf/cm}^2$ . Os valores de  $\Delta p/p$  são iguais a 1 e 1.25 respectivamente. Ajustou-se as leituras de pressão neutra à curva  $u_T \times t$  dada pela teoria de Terzaghi, escolhendo-se através de tentativas o  $C_v$  mais adequada.

do. Definida a curva  $\bar{U} \times t$  pode-se calcular a deformação a tempo infinito segundo:

$$r_{t_{\infty}} = \frac{r_t}{\bar{U}_t} \quad (6.3)$$

$r_t$  - deformação no tempo  $t$

$r_{t_{\infty}}$  - deformação a tempo infinito

$\bar{U}$  - percentagem de adensamento média.

para diversos tempos  $t$ .

Se o solo fosse bem representado pelo modelo teórico as deformações a tempo infinito seriam iguais para qualquer tempo  $t$ ; isto porém, não ocorre, devido, principalmente, à influência da compressão secundária. Assim, as deformações a tempo infinito crescem com o aumento de  $t$ . (Ver figura 6.4) Tomou-se para recalque a tempo infinito um valor aproximadamente igual aos valores dos tempos iniciais por se julgar que estes sejam menos distorcidos pela compressão secundária. Com o recalque a  $t_{\infty}$ , definido desta maneira, e utilizando-se novamente a equação 6.3, estimaram-se as deformações nos diversos tempos  $t$  (Ver figura 6.4).

Mediu-se, graficamente, a diferença entre a curva teórica de deformações e a experimental e traçaram-se com esses dados as curvas da figura 6.6 comparando-se, assim, es



sas diferenças nos dois estágios, que representam a parcela de deformação secundária. Vê-se que as duas curvas mostraram valores bastante próximos. Como só se dispõe desses dois dados não se pode chegar a nenhuma conclusão significativa, sugerindo-se, assim, que maior número de dados seja analisado. Entretanto, comparando-se a figura 6.5 que mostra a previsão teórica da curva de deformações versus tempo para a argila mole de Sarapuã (Duarte, 1977) utilizando-se o mesmo procedimento, verifica-se que também neste caso as curvas se comportam de maneira idêntica. Estes resultados reforçam a teoria de que a compressão secundária atua desde o início do carregamento.

#### 6.4 - Dissipação de Pressões Neutras

Deve-se estar ciente de que a deformabilidade não é função, apenas, da dissipação de pressões neutras. Crawford (1964) sugere que maior atenção seja dada à deformação dos solos em velocidades mais compatíveis com as de campo deixando-se de lado o retardamento hidrodinâmico.

Barden (1969) diz que após ocorrer uma rápida dissipação de poro-pressões tende a permanecer um pequeno valor residual resultante do mecanismo de creep. Se a drenagem é impedida, o fenômeno de fluência ("creep") induz um excesso de pressões neutras que causam reduções na resistência ao cisalhamento não drenado (Leonards e Altschaeffl, 1964), es

pecialmente se a velocidade de fluência começa a aumentar com o tempo (Lacerda, 1975).

Analisando detalhadamente alguns dados de dissipação de pressões neutras apresentados na bibliografia, nota-se que os valores experimentais de pressão neutra são, em geral, sensivelmente maiores que os indicados pela previsão teórica nas proximidades de 100% de adensamento. Ver, por exemplo, Leonards e Girault (1961) pg. 217. Como se disse anteriormente, um dos fatores que pode contribuir para este fenômeno é a compressão secundária.

Leonards e Girault (1961) afirmam que a dissipação de pressões neutras é corretamente predita pela teoria de Terzaghi quando o incremento de carga é suficientemente grande para desenvolver curvas deformação x tempo por eles classificadas como tipo I ( $\Delta p/p = 1$ ). Para curvas tipo II e III ( $\Delta p/p = 0.25$  e  $0.22$ ) a teoria de Terzaghi, dizem os autores, não pode predizer, nem aproximadamente, a velocidade de dissipação de pressões neutras.

Thomann (1973) indica uma dissipação de pressões neutras, em uma vasa argilosa, mais rápida que a prevista pela teoria de Terzaghi.

Berre e Iversen (1973), ensaiando corpos de prova de diversas alturas de uma argila marinha normalmente adensada da Noruega, verificam que elementos a uma pequena distân

cia da superfície drenante apresentaram uma pressão de quase pré-adensamento maior que elementos a uma distância maior, se guindo, ainda, caminhos de tensão diferentes.

Na figura 6.3 dados experimentais do ensaio nº 6 realizado no oedômetro hidráulico (estágio de  $1.25 \text{ kgf/cm}^2$ ) e da argila mole de Sarapuĩ segundo Duarte (1977) ensaiado no mesmo equipamento são plotados juntamente com as curvas  $u_T/u_0$  x tempo fornecidas pela teoria de Terzaghi para vários coeficientes de adensamento.

Nota-se que os dados experimentais não se ajustam perfeitamente às curvas teóricas para até 50% de dissipação. Diversos outros autores dentre eles Berre e Iversen, encontraram resultados semelhantes.

## 6.5 - Influência da Espessura da Amostra

Berre e Iversen (1972) ensaiando corpos de prova de diversas alturas (1.83 a 45 cm - ver item 3.5) encontraram curvas de dissipação de pressões neutras que não se ajustaram bem às previsões teóricas quanto ao valor de 100% de compressão primária segundo Casagrande e Taylor, especialmente para corpos de prova de pequena espessura. Dizem os autores que a magnitude de  $C_v$  e  $m_v$  depende do incremento de pressão, da altura da camada e do histórico de tensões. O  $m_v$  aumenta e o  $C_v$

decrece com o aumento da espessura da camada. Isto porque , segundo os autores, quanto mais espessa a amostra maior com pressão retardada ("delayed compression") tem tempo de ocorrer durante a dissipação de pressões neutras, sendo que os valores de K mantêm-se na mesma ordem de grandeza dos medidos. Na figura 6.7 tem-se dados de deformação e de dissipação de pressões neutras obtidos pelos autores para amostras de diversas alturas.

Lambe (1969) diz que para camadas muito espessas de argila, parte da compressão que ocorre durante a dissipação de poro-pressões pode ser, realmente, compressão retardada, e que a importância relativa entre a compressão primária e secundária depende do tempo requerido para dissipar as poro-pressões e assim da espessura da camada. A importância relativa entre compressão primária e secundária depende, ainda, do tipo de solo e da razão do incremento de carga, estando os valores de  $C_v$ , como dito anteriormente, obtidos através de ensaio oedométricos afetados pela compressão secundária.

Lowe (1974) afirma que "Para idênticas condições de carregamento no campo e no laboratório ocorre uma pressão de quase pré-adensamento muito maior no laboratório que no campo. A magnitude da pressão de pré-adensamento depende , assim, tanto da parcela de compressão secundária que ocorreu sob o incremento de carga anterior como da espessura da camada".

Taylor (1942), Leonards e Altschaeffl (1964) dizem que um ensaio de laboratório é muito acelerado devido à pequena espessura da amostra e as forças viscosas são, assim, muito maiores que seriam durante o adensamento lento de uma grande massa de solo, e que extrapolações diretas podem levar a erros consideráveis, subestimando a velocidade inicial de deformação e superestimando a velocidade após a dissipação de pressões neutras.

Barden (1964) comenta que : "O efeito da espessura da amostra está associado à velocidade de variação de tensão efetiva".

Se a fluência age como um fenômeno em separado enquanto ocorre a dissipação de pressões neutras como proposto pelos defensores do mecanismo denominado "viscosidade estrutural", então a deformação correspondente ao final da compressão primária, para um dado incremento de tensão efetiva, depende do tempo de duração da compressão primária e assim da espessura da amostra (Ladd et al, 1977). Dois extremos, curvas A e B da figura 6.7 tentam retratar a influência da espessura da amostra. A curva A baseia-se na hipótese de que  $\epsilon \propto \log t$  é apenas deslocada de um valor proporcional a  $H^2$ . Curvas similares a B são preditas por alguns modelos reológicos onde os efeitos de fluência aumentam significativamente a deformação ao final da dissipação do excesso de pressões neutras.

Concluiu-se dizendo que existem poucos trabalhos experimentais sobre a influência da espessura da camada nas características de compressibilidade das argilas e sugere-se que maior atenção seja dada ao assunto.

## 6.6 - Análise do Coeficiente de Adensamento

Quando se realizam ensaios de adensamento conven  
cionais nos quais o carregamento é aplicado em incrementos, em  
 geral de 24 horas, permite-se, de acordo com o solo, uma razoável  
 compressão secundária. Isto reduzirá a compressibilidade  
 inicial do novo estágio, afetando o coeficiente de adensamento.  
 Conclui-se que o  $C_v$  calculado no ensaio convencional é aproxi  
madamente uma média entre os valores iniciais muito altos e os  
 valores mais ou menos corretos do restante do estágio. Lowe  
 III (1969) e Leonards e Altschaeffl (1964).

Segundo modelos reológicos, Leonards e Altschaeffl (1964) indicam que o decréscimo de compressibilidade com a diminuição de volume provoca uma aceleração do proces  
so de adensamento e devido a isto a dissipação de pressões neutras  
 deve ser mais rápida para incrementos de pressão menores.

O método de ajustamento da curva de deformação ver  
sus  $\sqrt{t}$  de Taylor indica, para ensaios convencionais, valores  
 de  $C_v$  na faixa de pressões em que o solo é normalmente aden  
sado, em torno de  $2 \pm 0.5$  vezes maiores que os obtidos pelo mé  
todo do logaritmo do tempo de Casagrande (Ladd, 1973).

Duarte (1977), para a argila de Sarapuí, obteve  
 as seguintes relações:

$$\frac{C_v(\sqrt{t})}{C_v(\log t)} \cong 1.5 \quad \frac{C_v(U_H = 50\%)}{C_v(\log t)} = 1.5 \text{ a } 2.5$$

$$\frac{C_v(U_H = 50\%)}{C_v(\sqrt{t})} = 1.0 \text{ a } 1.7$$

onde  $U_H = 50\%$  corresponde a 50% de dissipação de pressão neu  
tra na face não drenada da amostra.

Na figura 6.2 tem-se valores de coeficiente de adensamento  $C_v$  obtidos através de dados de deformações versus tempo. Observa-se que o ensaio 7 indica valores que fogem à tendência geral. Os coeficientes obtidos pelo método  $\sqrt{t}$  mos  
tram-se maiores que os obtidos pelo método de Casagrande. Se  
gundo a bibliografia, o método empírico apresentado por Taylor para a definição do coeficiente de adensamento, pode superestiu  
mar o seu valor médio se este decresce durante o incremento de pressão.

Na região pré-adensada a faixa de  $C_v$  vai de  $1.4 \times 10^{-2}$  a  $7 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ , atribuindo-se esta variação  
em parte à heterogeneidade das amostras que se apresentavam  
mais ou menos arenosas notando-se em algumas fissuras forma  
das pela amostragem. Na região normalmente adensada os valo  
res de  $C_v$  vão de  $3.5 \times 10^{-2}$  a  $0.2 \times 10^{-2}$ .



No item 6.3 fez-se uma tentativa de relacionar os dados de deformação com os dados de pressão neutra através da teoria de Terzaghi, estimando-se também, a deformação devido à compressão secundária.

Como se pode ver na figura 6.4 o  $C_v$  segundo a dissipação de pressões neutras é de  $4.9 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$ , enquanto segundo as deformações pelo método de Casagrande é  $2.70 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$ . ( $C_v(U_H = 50\%)/C_v(\text{logt})$  igual a 1.8). Nota-se, assim, que os valores obtidos pela deformação segundo Casagrande são influenciados pela compressão secundária.

Ressalta-se que os valores de  $C_v$  obtidos por um (logt) e outro ( $U_H = 50\%$ ) método são fundamentalmente diferentes devido, principalmente, à compressão secundária.

Na figura 6.5 verifica-se para a argila de Sarapuí uma razão de  $C_v(U_H = 50\%)/C_v(\text{logt})$  igual a 1.7.

Espera-se, baseado na bibliografia, que esta razão não varie significativamente com a faixa de pressões (pré-adensada ou normalmente adensada).

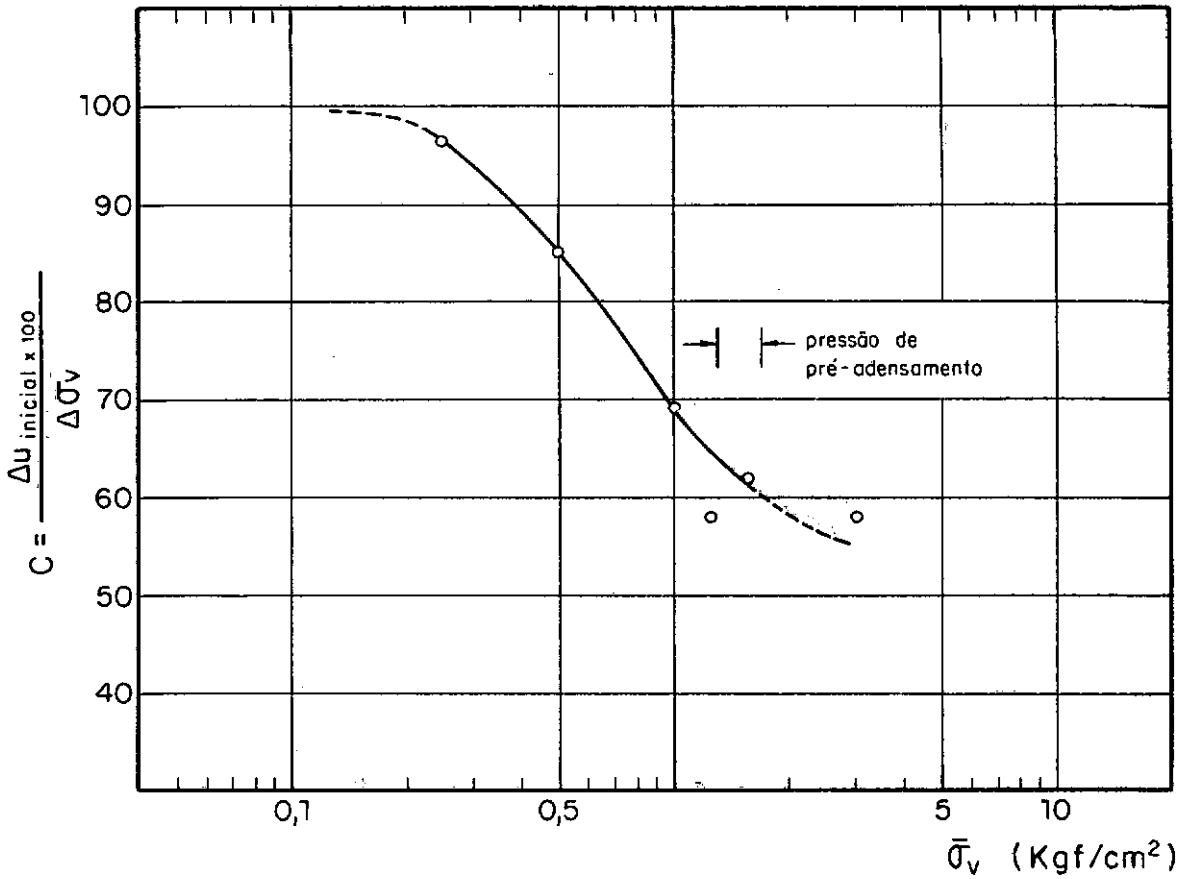
6.7 - Comparação dos Dados de Laboratório com os Dados de Campo.

Jucá (1981) analisou dados de recalque, devido

ao fenômeno de alívio de pressões, obtidos de minuciosa instrumentação (Soares, 1981, Soares e Ribas, 1979, Soares, Carim Ribas e Brautigam, 1979) executada durante a escavação da vala do Bloco 45, lote 9 do Metrô do Rio em Botafogo (Ver perfil geotécnico na figura 2.1), através de um estudo paramétrico onde se supôs um perfil homogêneo e utilizando a teoria unidimensional de Terzaghi. Verificou-se que o conjunto de parâmetros que mais se ajustou aos dados de deformação do solo foi de  $\Delta p = 5 \text{ tf/m}^2$ ,  $RR = C_r / (1 + e_o) = 0.05$  e  $C_v = 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$ .

Como explicado no capítulo 1, tinha-se a intenção de definir valores de coeficiente de adensamento através de ensaios oedométricos que simulassem o fenômeno de alívio de pressões com carregamentos pequenos na região próxima à pressão de pré-adensamento (região pré-adensada). Verifica-se na figura 6.2 que os dados de  $C_v$  obtidos nos ensaios realizados no oedometro hidráulico, nesta gama de pressões, mostraram-se dispersos numa faixa de valores de  $1.5$  a  $4.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$ . Esta faixa se aproximou do valor de  $10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$  obtido no estudo paramétrico de Jucã. Os dados de compressibilidade deste estudo estão também dentro da faixa de valores encontrados nos ensaios. Note-se que o perfil estudado não é homogêneo, como suposto por Jucã. Não se notou nenhuma influência da magnitude do incremento de carga embora a bibliografia indique dissipação de pressões mais rápida para menores incrementos. Os ensaios convencionais definiram coeficientes de adensamento mais baixos que os dos realizados no oedometro hidráulico. Atribui-se esse resultado à influência da

contra pressão, utilizada para promover uma melhor saturação do corpo de prova.



$\bar{\sigma}_v$ (Kg/cm²)	LEITURA DO EXTENSÔMETRO (0,01mm)		DIFERENÇA ( $\Delta H$ ) (mm)	COLUNA 1 $\epsilon_v(\%) = \frac{\Delta H}{H_0}$
	ANTES DA APLICAÇÃO DA CARGA	DEPOIS (COM A DRENAGEM FECHADA)		
0,500	428,95	429,1	$0,15 \times 10^{-2}$	0,01
1,000	441,9	442,0	$0,1 \times 10^{-2}$	0,01
1,250	464,2	465,5	$1,3 \times 10^{-2}$	0,07
1,560	476,9	478,9	$2,0 \times 10^{-2}$	0,10
3,00	513,8	526,2	$12,4 \times 10^{-2}$	0,67

Verificação da deformação com a drenagem fechada correspondente aos dados de  $\Delta u_i / \Delta \bar{\sigma}_v$  acima.

FIG. 6.1- RAZÃO ENTRE EXCESSO DE PORO-PRESSÃO INICIAL E INCREMENTO DE PRESSÃO APLICADO.

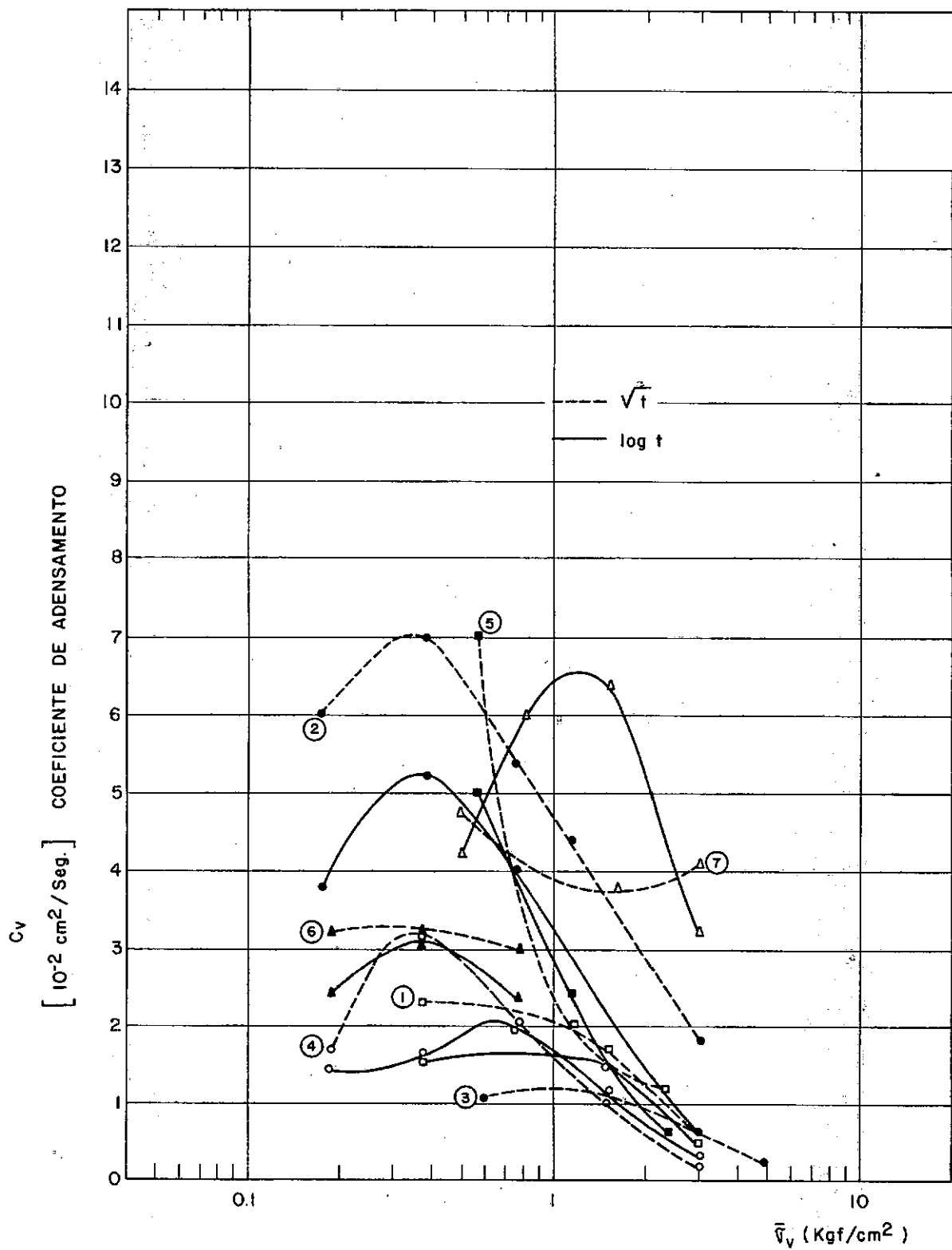


FIG. 6.2 - COEFICIENTES DE ADENSAMENTO OBTIDOS ATRAVÉS DOS DADOS DE DEFORMAÇÃO

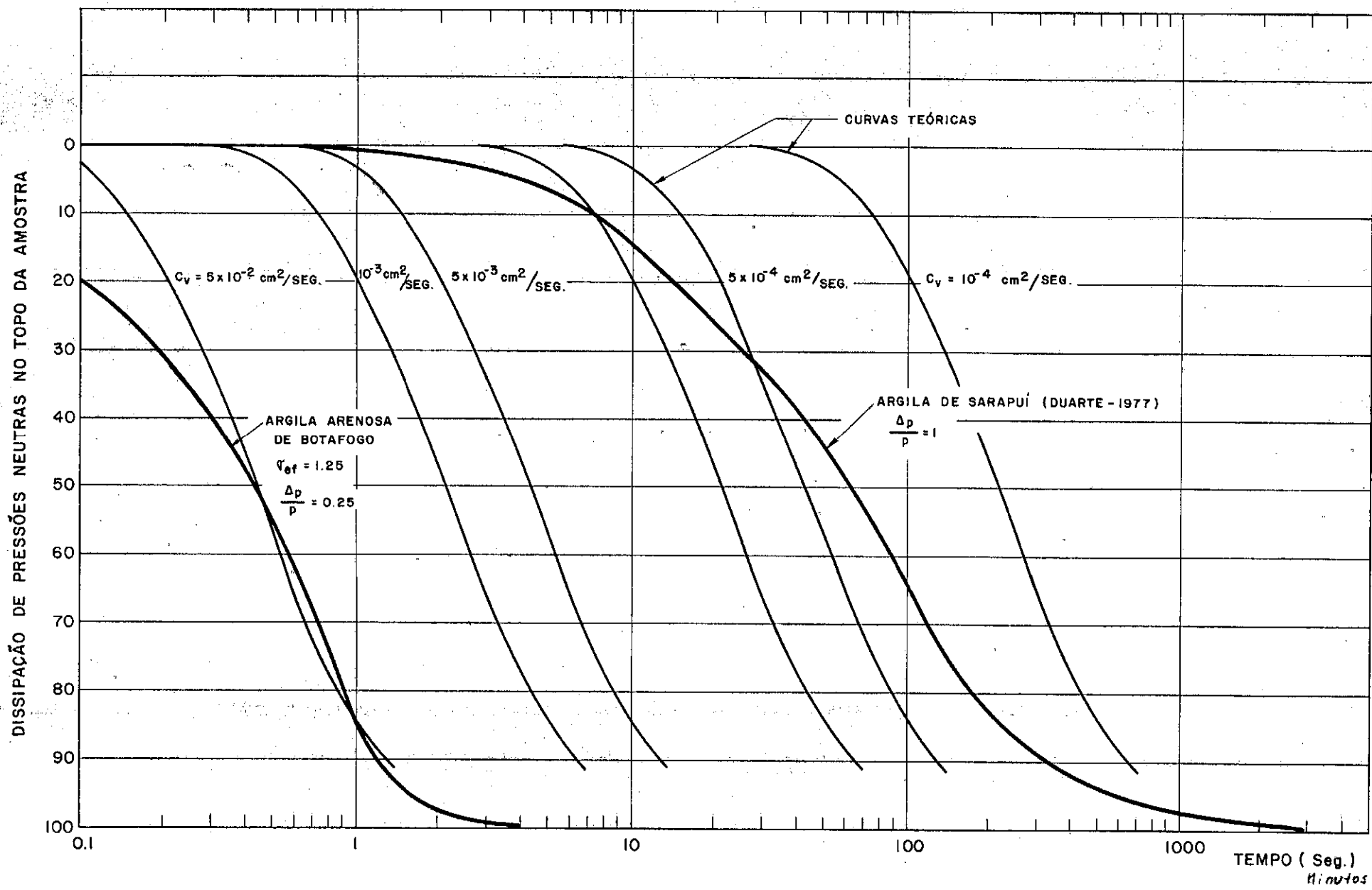
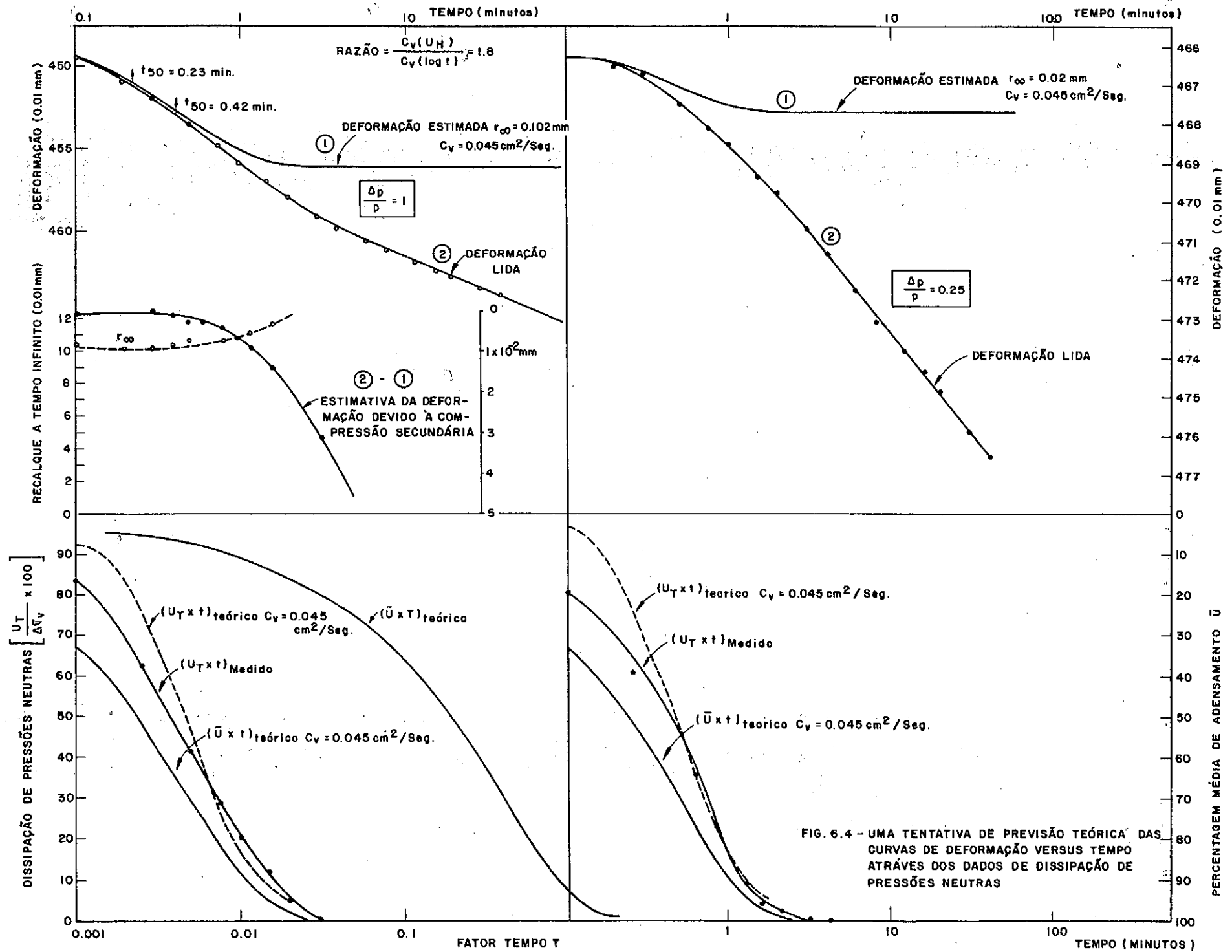


FIG. 6.3 - DADOS EXPERIMENTAIS DE DISSIPACÃO DE PRESSÕES NEUTRAS VERSUS CURVAS TEÓRICAS SEGUNDO TERZAGHI



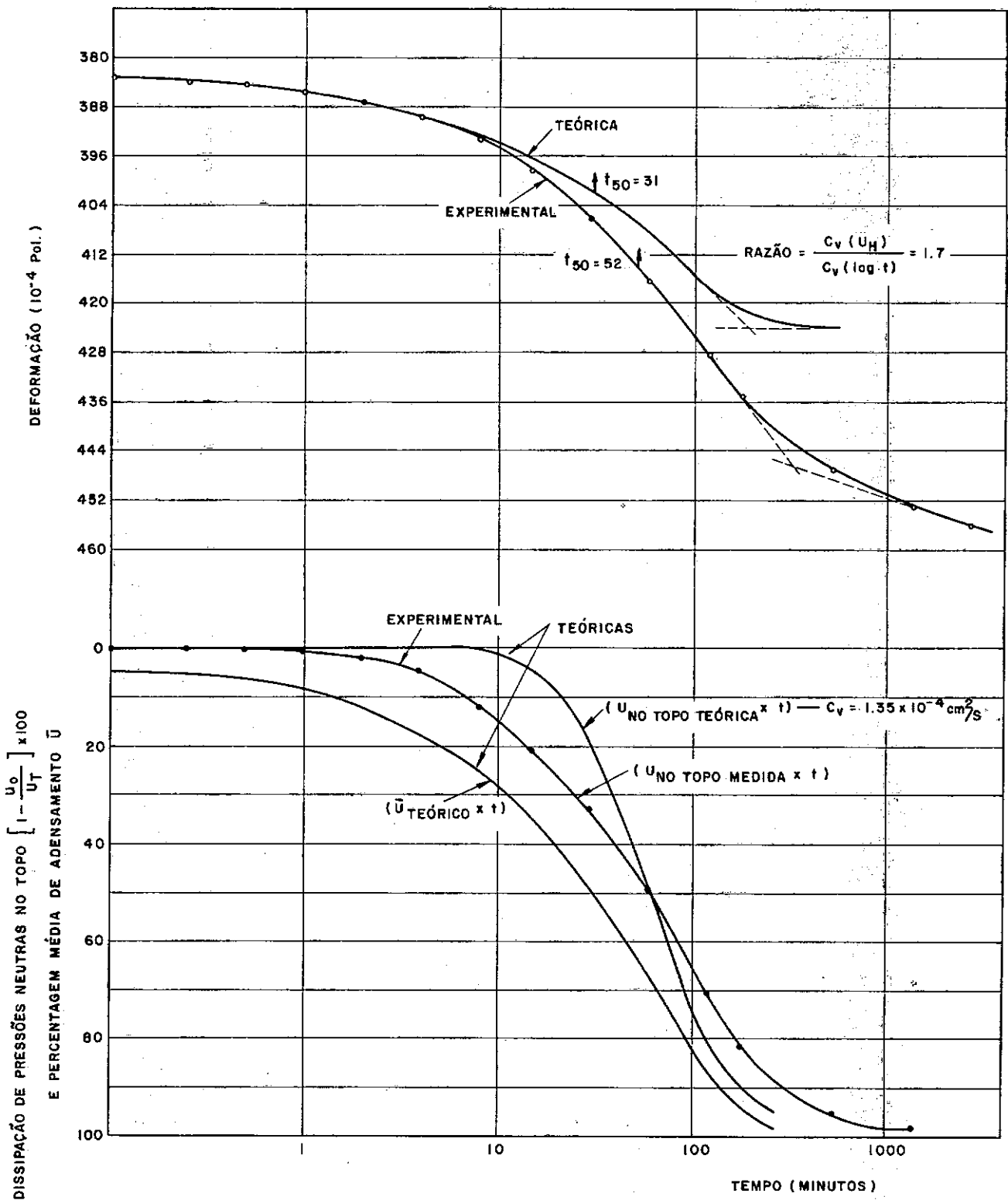
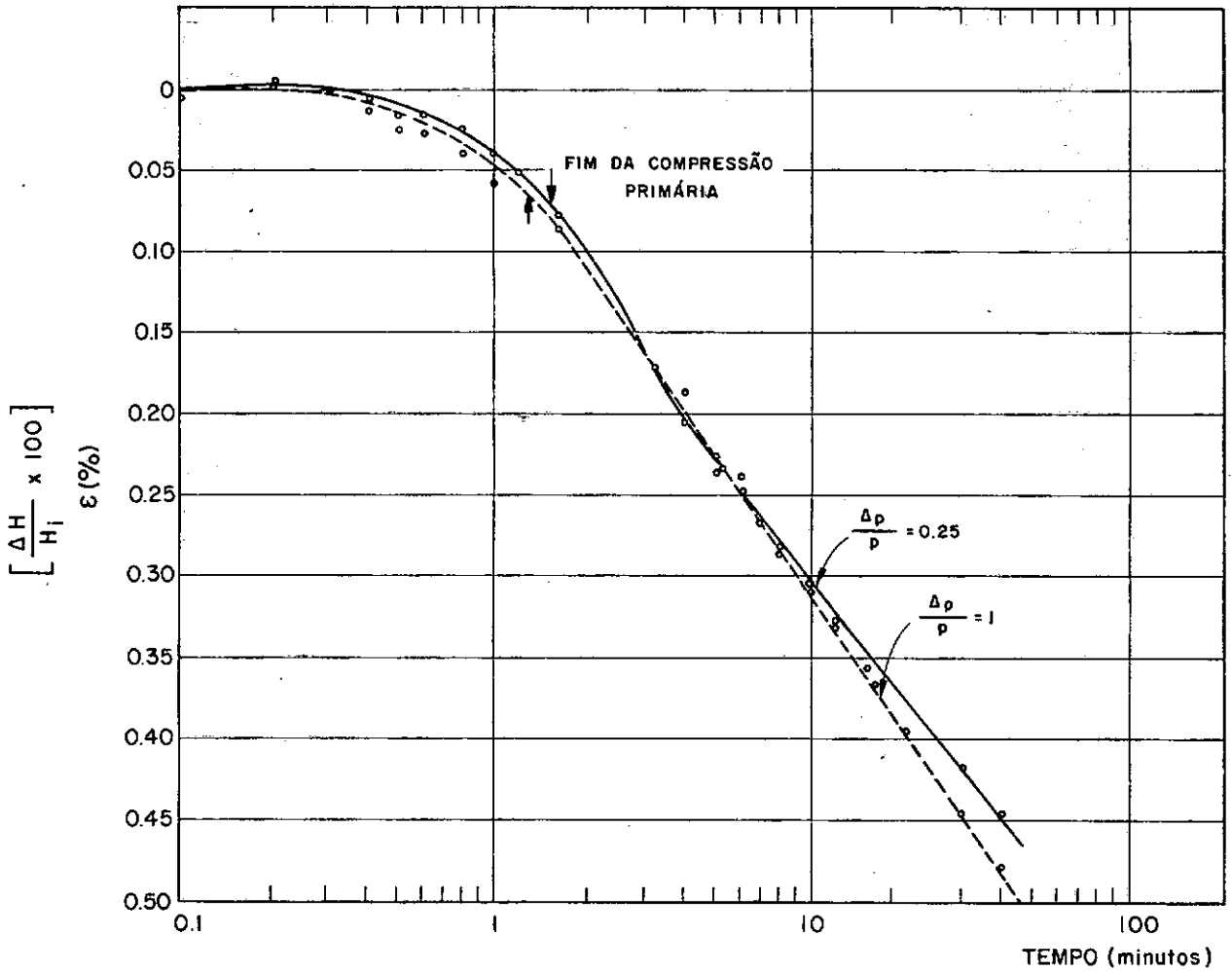


FIG. 6.5 - UMA TENTATIVA DE PREVISÃO TEÓRICA DAS CURVAS DE DEFORMAÇÃO VERSUS TEMPO ATRAVÉS DOS DADOS DE DISSIPACÃO DE PRESSÕES NEUTRAS PARA A ARGILA DE SARAPUÍ

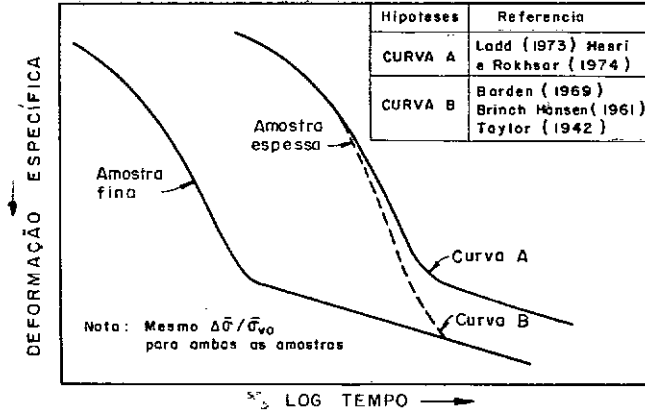




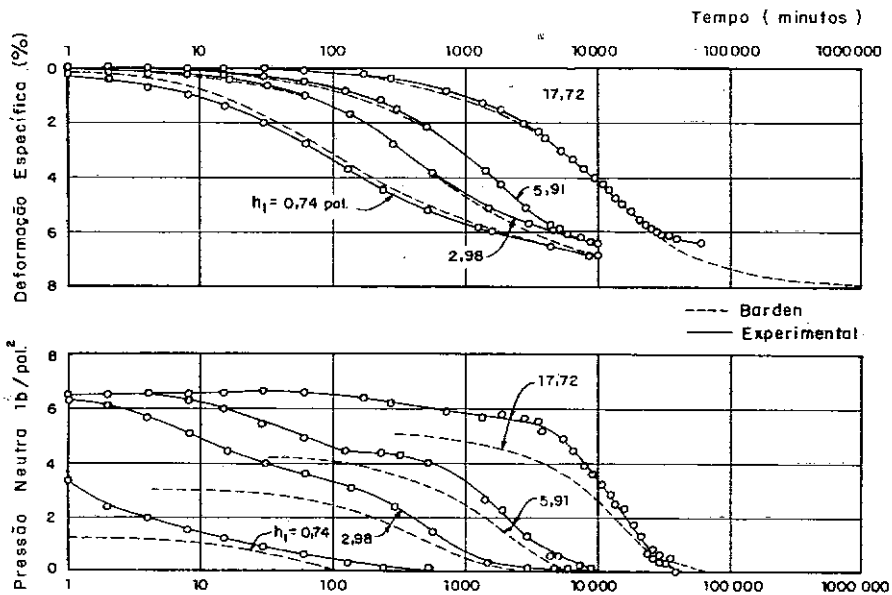
#### SEQUÊNCIA DE CÁLCULO

- ① AJUSTAMENTO ( $U_{\text{NO TOPO TEÓRICO}} \times t$ ) a ( $U_{\text{LIDO}} \times t$ )
- ② COM O MELHOR AJUSTAMENTO DEFINIU-SE  $C_v$
- ③ COM  $C_v$  OBTIVE-SE ( $\bar{U}_{\text{TEÓRICO}} \times t$ )
- ④  $\bar{U}_{\text{TEÓRICO}} \times t$  e DEFORMAÇÃO LIDA  $\times t$  DEFINIU-SE  $r_t = \infty$  A VÁRIOS TEMPOS
- ⑤ ESCOLHEU-SE  $r_t = \infty$  DENTRE OS VALORES INICIAIS
- ⑥ COM  $r_t = \infty$  E  $\bar{U}_{\text{TEÓRICO}}$  OBTIVERAM-SE  $r_t$  DEVIDO À COMPRESSÃO PRIMÁRIA
- ⑦ DEFORMAÇÃO LIDA - DEFORMAÇÃO ESTIMADA = DEFORMAÇÃO DEVIDO À COMPRESSÃO SECUNDÁRIA

FIG. 6.6 - ESTIMATIVA DA DEFORMAÇÃO DEVIDO À COMPRESSÃO SECUNDÁRIA.



(b) Influência da espessura da amostra - apud LADD et al (1977).



(b) Curvas experimentais e teóricas para amostras de diversas alturas apud BERRE e IVERSEN (1972).

FIG. 6.7 — INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA AMOSTRA SEGUNDO LADD et al E DADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS PARA AMOSTRA DE DIVERSAS ALTURAS SEGUNDO BERRE e IVERSEN.

## 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

## 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

No que se refere ao ensaio em si, destacam-se as seguintes:

1. O medidor de volume, utilizado para registrar as variações volumétricas da amostra em um ensaio oedométrico, pode alterar as leituras de contra-pressão aplicada devido à diferença entre o peso específico do querosene e da água de um valor até  $0.02 \text{ Kgf/cm}^2$  quando se utiliza uma bureta de 50 cm.

2. A compressibilidade dos elementos da célula em relação ao material ensaiado mostrou-se significativa justificando uma correção dos resultados de ensaios.

3. Se a face não drenada fosse a inferior, como o é na maioria dos oedômetros especiais descritos na bibliografia, garantiria-se maior rigidez e melhor saturação na linha de leitura de poro-pressões. Isto no WF 24500 poderia ser feito modificando-se, apenas, o estado de tensões no topo da amostra que passaria a ser solicitada segundo deformações constantes. No entanto, os valores de pressão neutra lidos na base da amostra podem estar afetados pelo atrito desenvolvido entre solo e anel confinante.

4. A montagem do ensaio no oedômetro hidráulico WF24500 é trabalhosa e demorada podendo comprometer a boa qualidade do corpo de prova.

Quanto à interpretação dos ensaios, tiram-se as seguintes conclusões:

1. A divisão entre compressão primária e secundária é vista como arbitrária e dependente do método de carregamento. Considera-se que as duas são fundamentalmente o mesmo fenômeno: deformações provocadas por desequilíbrio na estrutura quando do acréscimo de tensão efetiva. Todos os mecanismos de variação de volume: deformação, deslizamento e reorientação de partículas, mudanças na espessura da dupla camada e distorção dos filmes de água adsorvida que podem ocorrer durante as variações de tensão efetiva podem, também, ter lugar sob tensão efetiva constante. Assim, adota-se a idéia de que a fluência não é controlada pelo fluxo viscoso das camadas de água adsorvida e que as deformações devidas ao fenômeno de fluência iniciam-se no instante do carregamento.

2. Em geral, as deformações estimadas pela teoria de Terzaghi através dos dados de dissipação de pressões não coincidem com as deformações lidas. Ressalta-se, assim, que os valores de coeficiente de adensamento obtidos através dos dados de deformação, pelo método de Casagrande, por exemplo, são diferentes dos obtidos pela pressão neutra, devido,

principalmente, à compressão secundária. Os valores de  $C_v$  ( $\log t$ )/ $C_v(U_H)$  devem, por isso, estar numa relação mais ou menos definida e maior que 1.

3. Devido à redução de compressibilidade pelo fenômeno de fluência, o coeficiente de adensamento, definido através de ensaios convencionais, é a média entre valores iniciais anormalmente altos e valores aproximadamente corretos do final do estágio. Os valores de  $m_v$  e  $C_v$  são afetados pela compressão secundária desenvolvida no incremento de carga anterior e por isso são afetados, indiretamente, pela espessura da camada.

4. Os dados experimentais de pressões neutras não se ajustam perfeitamente às curvas teóricas, ocorrendo, em geral, nos instantes iniciais, uma dissipação mais rápida que a prevista na teoria.

5. A regra prática de que o parâmetro de pressão neutra B ou C é aproximadamente igual à unidade para todos os solos saturados pode ser errônea e enganadora muitas vezes. Afora os solos rígidos como areia densa e solo-cimento que têm a compressibilidade muito baixa, tem-se o caso especial dos solos argilosos que quando carregados com pequenos incrementos de pressão podem se revelar muito resistentes e exibir valores de compressibilidade muito baixos, e assim, valores de B ou C menores que 1.

Trabalhos experimentais sustentam, no entanto, o conceito de que  $B$  ou  $C = 1$  em  $t = 0$  para argilas moles saturadas independentemente do histórico de tensões e do incremento de carga.

A rigidez do solo ensaiado não explicou os baixos valores de  $C$  encontrados.

6. A medição de poro-pressões é influenciada pela rigidez relativa do sistema de leitura, isto é, pela razão entre a compressibilidade deste e do solo e pelo grau de saturação do corpo de prova. As medidas de poro-pressões realizadas em oedômetros que não permitem o uso de contra-pressão são questionáveis. Ensaios realizados com contra-pressão, para melhorar a saturação, indicam coeficientes de adensamento maiores que os definidos através de ensaios convencionais. Enfatiza-se, assim, o uso da contra-pressão em ensaios de adensamento.

7. Trabalhos experimentais indicam ainda que a compressão secundária permitida no estágio anterior, em um ensaio de adensamento, influi na forma das curvas de dissipação de pressões neutras e de deformação versus logaritmo de tempo, mas não influi na pressão neutra inicial desenvolvida em se tratando de argilas moles saturadas.

8. Tem-se dúvida se as calibrações feitas para verificar a elasticidade da membrana reproduziriam fielmente o

comportamento da mesma no ensaio, onde ela é extremamente solicitada nos bordos, havendo uma influência mais significativa da mesma nos resultados dos ensaios. Sugere-se que seja feita uma outra calibração que retrate mais fielmente o comportamento da membrana.

9. O ponto máximo da curva  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$  estabelece-se logo após a pressão de pré-adensamento e este ponto está ligado à região de pressões onde o solo é mais compressível. Sugere-se para uma estimativa da pressão de pré-adensamento a pressão correspondente ao ponto médio entre o ponto de inflexão e o máximo da curva  $m_v \times \log \bar{\sigma}_v$ .

Quanto à aplicação dos ensaios realizados no oedometro hidráulico na previsão de recalques no campo:

1. Os valores de coeficiente de adensamento na faixa de pressões próxima à pressão de pré-adensamento mostraram-se algo dispersos. Estes dados aproximaram-se, no entanto, dos resultados obtidos por Jucá (1981) através de instrumentação de campo e com a utilização de um estudo paramétrico.

2. Não se estabeleceu nenhuma influência do valor do incremento de pressão nos valores de Coeficiente de adensamento embora a bibliografia preveja dissipação de pressões neutras mais rápida para menores incrementos.



3. Os ensaios convencionais indicaram coefi-  
cientes de adensamento mais baixos. Supõe-se que isto seja  
devido a problemas de saturação da amostra. Ressalta-se, as-  
sim, a importância da utilização de contra-pressão em ensaios  
oedométricos principalmente quanto à definição de coeficientes  
de adensamento.

## 8 - REFERÊNCIAS E BIBLIOGRAFIA

ANTUNES, F. (1978) - "Ensaio de Caracterização geológica, pedológica e mineralógica de argilas do Rio de Janeiro. DNER-Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

BADILLO, E.J. e RODRIGUES, A.R. (1969) - "Mecânica de Suelos , Tomo I, Editado pela revista "Ingenieria".

BARDEN (1969) - "Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats" - Journal of the soil mechanics and Foundation Division - ASCE January 1969, pp. 1-31.

BERRE e IVERSEN (1972) - "Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression" - Geotechnique 22 - No. 1 pp.53-70.

BISHOP, A.W. e HENKEL, D.J. (1962) - "The measurement of Soil Properties in the triaxial test", Edward Arnold Ltda., London.

BJERRUM (1967) - "Engineering geology of Norwegian normally - consolidated marine clays as related to settlements of buildings", Seventh Rankine Lecture. Geotechnique, vol. 17, 1967, pg. 83 a 117.

BROMS, B.B. (1980) - Soil sampling in europe: state-of-the art- Journal of the Geotechnical Engineering Division - ASCE -

Vol. 106, no. GT1, Proc. Paper 15149 pg. 65-98.

BURMISTER (1951) - The application of controlled test methods in consolidation testing, ASTM Special Technical Publication 126, p. 83.

CASAGRANDE, A. (1936) - "The determination of the pre-consolidation Load and its practical significance" - 19 ICSMFE - Vol. III pp. 60-64.

COUTINHO, R.Q. (1976) - Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da baixada fluminense. Tese M.Sc. COPPE.

CRAWFORD (1964) - "Interpretation of the consolidation test" - Journal of the soil mechanics and Foundations Division ASCE September 1964, pp. 93 a 109.

DUARTE (1977) - Características de compressão confinada da argila mole do rio Sarapuí, no Km. 7.5 da rodovia Rio-Petrópolis Tese de Mestrado, PUC/RJ.

GARLANGER, J.E. (1972) - "The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress" - Géotechnique 22 No.1 pp. 71-78.

HUERGO, P.J. (1969) - "Etude du processus de consolidation d'un loess présentant des tassements différents importants. 7 ICSMFE

Mexico 1969 - Proceedings of the specialty session on engineering properties of Loess and other collapsible soils.

JUCÁ, J.F.(1981) - Influência de escavações nos recalques em edificações vizinhas - Tese de Mestrado COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

LACERDA, W. (1975) - "Creep deformation and rupture" - 5º Congresso panamericano de mecânica dos suelos e ingenieria de fundaciones Buenos Aires, 1975 - V Volume pg. 231-240.

LADD et al (1977) - "Stress - Deformation and Strength Characteristics" 7<sup>th</sup> ICSMFE - pp. 421 a 493.

LEE, Morrison and HALEY (1969) - "A note on the pore pressure parameter B" 7º ICSMFE - México 1969.

LEONARDS, G.A. e ALTSCHAEFFL, A. (1964) - "Compressibility of Clay", Proc. of the specialty conf. on the design of foundation for control of settlement, ASCE, Evanston, Illinois, pg. 163-185.

LEONARDS, G.A. and GIRAULT, P. (1961) - "A study of the one - dimensional consolidation test" - 5º ICSMFE Paris 1961, Vol. 1.

LINS E LACERDA (1980) - "Ensaio triaxiais de compressão e extensão na argila cinza do Rio de Janeiro em Botafogo" - So-

los e Rochas, vol. 3. nº 2.

LOWE (1974) - "New concepts in Consolidation and settlement analysis" Terzaghi Lectures.

MESRI (1973) - "Coefficient of Secondary compression" - Journal of the soil mechanics and foundations division - SMI - January 1973 - pp. 124-137.

MESRI, G. e ROKHSAR, A. (1974) "Theory of consolidation for Clays", JGED, ASCE, vol. 100, No. GTB, pp. 889-904.

MESRI e GODLEWSKI (1977) - "Time and Stress - compressibility interrelationship" - Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, May. 1977, pp. 417 a 430.

MESRI, G. e CHOI, Y.K. (1980) - "Excess pore-water pressure and preconsolidation effect developed in normally consolidated clays of some age" - discussion - Soils and Foundations - vol. 20, No. 4, Dec. 1980. pp. 143 a 148.

MITCHELL, J.K. (1976), Fundamentals of Soil Behavior, John Willy e Sons., New York.

MURAKAMI, Y. (1977) - "Effect of Loading duration on results of one-dimensional consolidation tests" - Soils and Foundations- Vol. 17 - No. 4.

MURAKAMI, Y. (1979) - "Excess pore-water pressure and pre -consolidation effect developed in normally consolidated clays of some age" - Soils and Foundations. Vol. 19, Dec. 1979.

MURAKAMI, Y. (1980) - "A method of estimating the consolidation of a normally consolidated clay of some age" - Soils and Foundation - Vol. 20, No. 4, Dec, 1980.

MURAKAMI, Y (1980.a) - "Excess pore-water pressure and pre-consolidation effect developed in normally consolidated clays of some age" - Closure - Soils and Foudantions - Vol. 20, No. 4, Dec. 1980, pp. 148-149.

NOORANY, I. and POORMAND, I. (1970) - "Effect of sampling on the consolidation of soft clay" - Soil Mechanics Research Report - School of Engineering, San Diego State College , California, November 1970.

NORTHEY e THOMAS (1965) - "Consolidation test pore pressure" - 6<sup>th</sup> ICSMFE - Paris 1965, Vol. I. pp. 323-327.

PACHECO SILVA (1970) - Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo IV COBRAMSEF. Volume II, TOMO I, pg. 219 a 223.

PERLOFF, W.H. (1975) - "Foundation engineering handbook" - edited by WinterKorn and Fang.

- ROWE, P.W., BARDEN, L. (1966) - "A new consolidation cell" Geotechnique. Vol. XVI, nº 2. Junho 1966 - pg. 162.
- SANDRONI, S.S. (1977) - "Amostragem indeformada em Argilas Moles" - 1º Simpósio sobre prospecção do sub-solo ABMS, núcleo NE - Recife. Pg. 81-115.
- SANDRONI, S.S. (1977-a) - "Medição de Poro-pressões sob variações rápidas de tensão total" - Solos e Rochas, Vol. I nº 3. pg. 55-65.
- SCOTT (1961) - "New Method of Consolidation Coefficient Evaluation" Journal of the Soil mechanics and foundation engineering division - ASCE. vol. 87, SM 1, pp. 29-39.
- SCOTT, C.R. (1974) - An introduction to soil mechanics and foundations applied science publishers Ltd- London.
- SCHMERTMANN (1955) - "The undisturbed consolidation behavior of clay" transactions, ASCE, paper nº 2775.
- SHIELDS, D.H. (1976) - "Consolidation Tests" - Geotechnique. March 1976 . pp. 209-211.
- SKEMPTON, (1954) - "The pore-pressure coefficients A e B" - Geotechnique 4. pg. 143-147.



SKEPTOM, A.W. and BISHOP, A.W. (1954) - "Building materials their elasticity and inelasticity" - CHAPTER x - NORTH - HOLLAND PUBLISHING COMPANY - AMSTERDAM.

SOARES, M.M. (1981) - "Cálculo de Paredes Diafragma Multi-Escoradas em Presença de Argila" Tese de Doutorado COPPE/UFRJ , Rio de Janeiro.

SOARES, M.M., RIBAS, B. (1979) - "Resultados Iniciais de uma Seção instrumentada do Metrô/Rio" 6<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, LIMA, PERU , December.

SOARES, M.M., CARIM, P., RIBAS, B., BRAUTIGAM, V., (1979) - "Instrumentação de escavações no Metrô/Rio" - 6<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, LIMA, PERU, December.

TAYLOR, D.W. (1942) - "Research on Consolidation Clays" Publication from the department of Civil and Sanitary Engineering August 1942 - MIT.

TAYLOR, D.W. (1948) - "Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York.

THOMANN, G. (1973) - "Essai oedométrique avec mesure de pressions interstitielles" - Reblais sur sols compressibles Bulletin de Liaison des laboratoires des ponts et chaussées - Mai 1973 -

- Special T.

WISSA, A. (1968) - "Pore pressure measurement in saturated stiff soils", Journal of the soil mechanics and foundations division ASCE SM4 July 1969 p. 1063-1073.